

**Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft**

**Technische Universität Darmstadt**



# **MITTEILUNGEN**

**Heft 151**

**2015**

**Tobias Kubetzek**

**Erosion an geotextilbewehrten Deichen bei langeinstauenden  
Hochwassern und Deichüberströmung**



**Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft**  
**Technische Universität Darmstadt**



**Erosion an geotextilbewährten Deichen  
bei langeinstauenden Hochwassern  
und Deichüberströmung**

**von**  
**Tobias Kubetzek**

Darmstadt, im Dezember 2015

Diese Mitteilungsreihe hat zwei Wurzeln:

- die **“Wasserbau-Mitteilungen”** (41 Hefte), begründet 1966 von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Bassler, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock,
- die **“Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik”** (54 Hefte), herausgegeben seit 1965 von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Otto Kirschmer, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Ralph C. M. Schröder und Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski.

Mit dem Dienstantritt von Prof. Dr.-Ing. Ulrich Zanke als Nachfolger von Prof. Mock sind diese beiden Reihen zusammengeführt worden. Die zwei Fachgebiete des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft

- Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Wasserbau und Hydraulik

dokumentieren damit auch nach außen ihre Zusammengehörigkeit. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

Die **“Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt”** erscheinen in unregelmäßiger Folge im Eigenverlag des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Ein Nachdruck, auch auszugsweise, ist nur mit Genehmigung des Geschäftsführenden Institutsdirektors gestattet.

(ISSN 1430-3434)

FG Ingenieurhydrologie  
u. Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7  
64287 Darmstadt  
Tel.: 0 61 51/16 20860  
FAX: 0 61 51/16 20865  
E-Mail: feldmann@ihwb.tu-darmstadt.de

FG Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7  
64287 Darmstadt  
Tel.: 0 61 51/16 21165  
FAX: 0 61 51/16 21164  
E-Mail: wabau@wb.tu-darmstadt.de

Aktuelle Informationen über das Institut und seine Lehrangebote finden Sie im World Wide Web unter: <http://www.iww.tu-darmstadt.de>

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. habil. B. Lehmann (Wasserbau und Hydraulik)  
Dr.-Ing. Jochen Hack (Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung)



## Vorwort

Deichbau wird in Nordeuropa seit rund 1000 Jahren betrieben. Steigende Bevölkerungsdichte verursachte, dass auch in hochwassergefährdeten Flußniederungen und an den Küsten gesiedelt wurde. Das neu besiedelte Land musste daher hochwasserfrei gehalten werden. Deiche sind Schutzobjekte, bei denen es nicht ausreicht, sie einmal herzustellen. Sich verändernde Hochwasserstände in den Flüssen und ein seit Jahrtausenden stetig steigender Meeresspiegel an den Küsten bedingten immer wieder Deicherhöhungen und deren Instandhaltung unter geänderten Bedingungen. Weitere Ursachen für den permanenten Deichbau sind Schäden an den Deichen selbst, z.B. durch Über- oder Unterströmung bei vorangegangenen Hochwässern, Wühltätigkeiten von Tieren als auch Sicherstellen eines die Deichsicherheit fördernden Bewuchses.

Deiche wurden an den Flüssen traditionell aus möglichst wasserundurchlässigem Boden aufgebaut, der aus Kostengründen aus der näheren Umgebung kommen musste. Wegen der erheblich größeren Dimensionen der Seedeiche ging man dort in der Neuzeit dazu über, den Deichkern aus Sand herzustellen und diesen mit einer Abdeckung aus bindigem Boden zu versehen. Bindiges, möglichst wasserundurchlässiges Bodenmaterial ist vergleichsweise erosionsstabil. Diese Stabilität nimmt jedoch mit zunehmender Durchfeuchtung ab, weshalb bei langeinstauenden Hochwasserereignissen eine der häufigen Ursachen für Deichversagen ein Deichbruch infolge Erosion der Deichkrone mit nachfolgendem Ausspülen einer tiefen Bresche war. Hat ein derartiger Prozess erst einmal begonnen, steigen Strömungsgeschwindigkeit und Vergrößerung der Bresche rapide an und sind dann weitgehend unbeherrschbar. Etliche, z.T. sehr schwere Schadensfälle der älteren und jüngeren Vergangenheit hatten hier ihre Ursache.

An dieser Stelle setzt die Arbeit von Herrn Dr.-Ing Tobias Kubetzek an. Herr Kubetzek hat die Idee aufgegriffen, Deiche mit dem Einsatz von Geokunststoffen überströmungssicher(er) zu machen. Engeres Ziel war es, eine Methode zu entwickeln, die einerseits eine deutlich erhöhte Überströmungssicherheit gewährleistet und andererseits wirtschaftlich auf großen Deichstrecken sowohl im Neubau als auch in der Deichertüchtigung umsetzbar ist. Seine Dissertation bietet viele wertvolle Erkenntnisse und Konstruktionsansätze, die allein durch die Naturdimensionen des genutzten Versuchsdeichs einzigartig sind.

---

## Inhaltsverzeichnis

---

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>1</b> | <b>Einleitung</b>  | <b>1</b>  |
| 1.1      | Ziele und Inhalte  | 2         |
| 1.2      | Gliederung   | 2         |
| <b>2</b> | <b>Einführung</b>  | <b>4</b>  |
| 2.1      | Definitionen   | 4         |
| 2.2      | Geschichte des Deichbaus   | 7         |
| 2.3      | Problematiken und Ziele  | 10        |
| 2.4      | Instandhaltung von Deichen   | 13        |
| 2.5      | Deichschäden   | 13        |
| 2.5.1    | Schadensbilder am Deich  | 14        |
| 2.5.2    | Ursachen für Deichschäden  | 16        |
| 2.5.3    | Maßnahmen bei Deichschäden   | 19        |
| <b>3</b> | <b>Geokunststoffe im Deichbau</b>                                      | <b>21</b> |
| 3.1      | Einsatzgebiete im Deichbau   | 21        |
| 3.2      | Verarbeitungsformen und Produkte im Deichbau                           | 22        |
| 3.3      | Befestigungskonzepte von Geokunststoffen im Deichbau                   | 22        |
| 3.4      | Befestigungsmittel für Geokunststoffe                                  | 24        |
| <b>4</b> | <b>Erosionsursachen</b>  | <b>26</b> |
| 4.1      | Hydraulische Belastung der Deichflanke während einer Deichüberströmung | 26        |
| 4.1.1    | Abflussmenge   | 26        |
| 4.1.2    | Fließzustände  | 27        |
| 4.1.3    | Hydraulische Rauigkeit   | 29        |
| 4.1.4    | Schubspannung  | 31        |
| 4.2      | Sickerwasserbelastung im Deich   | 32        |
| 4.2.1    | Auftrieb   | 32        |
| 4.2.2    | Strömungskräfte und Staudruck  | 33        |
| 4.3      | Bodenbewegung an der Dechoberfläche                                    | 34        |
| 4.4      | Bodenbewegung unterhalb hangparalleler Geokunststoffe                  | 35        |
| 4.5      | Belastung durch langeinstauende Hochwasser und Deichüberströmung       | 37        |
| 4.6      | Versagensgeschwindigkeit von Deichen                                   | 37        |
| <b>5</b> | <b>Stand des Wissens zur Überströmbarkeit von Deichen</b>              | <b>40</b> |
| 5.1      | Normen, Richtlinien und Leitfäden                                      | 40        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 5.1.1    | Deutschland, Österreich, Schweiz  | 40         |
| 5.1.2    | Niederlande   | 42         |
| 5.1.3    | USA 43  |            |
| 5.1.4    | England / Großbritannien  | 44         |
| 5.1.5    | Länderübergreifende Richtlinien   | 44         |
| 5.1.6    | Zusammenfassung und Vergleich der Ländervorschriften  | 45         |
| 5.2      | Forschung zu überströmbaren Deichen und Dämmen  | 45         |
| 5.2.1    | Forschungsstandorte zur Deichüberströmung   | 46         |
| 5.2.2    | Untersuchte bzw. entwickelte oberflächennahe Lösungen                                       | 48         |
| <b>6</b> | <b>Versuche</b>   | <b>51</b>  |
| 6.1      | Versuche zur Bestimmung der hydraulischen Rauigkeit von Geokunststoffen                     | 51         |
| 6.1.1    | Versuchsaufbau zur hydraulischen Rauigkeit  | 51         |
| 6.1.2    | Versuchsdurchführung zur hydraulischen Rauigkeit  | 52         |
| 6.1.3    | Berechnung der hydraulischen Rauigkeit und der Schubbelastung auf dem Deckwerk              | 53         |
| 6.2      | Überströmungsversuche am Halbmodell   | 56         |
| 6.2.1    | Hangparallele Strömung am Halbmodell aus Holz   | 57         |
| 6.2.2    | Temporäre Überströmungsstrecken mit ballastierten Bentonitmatten am Halbmodell mit Sandkern | 66         |
| 6.3      | Großversuche  | 74         |
| 6.3.1    | Versuchsaufbau der Großversuche   | 74         |
| 6.3.2    | Rechnerische Belastung am Versuchsdeich   | 77         |
| 6.3.3    | Großversuche ohne Bewuchs   | 79         |
| 6.3.4    | Großversuche mit Bewuchs  | 82         |
| 6.3.5    | Temporäre Überströmungssicherung durch ballastierte Bentonitmatten                          | 96         |
| <b>7</b> | <b>Erkenntnis – Ausblick – Weiterer Forschungsbedarf</b>                                    | <b>102</b> |
| 7.1      | Erosionsschutz mit ballastierten Bentonitmatten   | 102        |
| 7.2      | Standortsicherheitsverbesserung durch oberflächennahe Geokunststoffe                        | 103        |
| 7.3      | Wühltierschutz  | 104        |
| <b>8</b> | <b>Fazit</b>  | <b>107</b> |

---

## Abbildungsverzeichnis

---

|   |    |
|---|----|
| Abbildung 01: Regelprofil eines Flussdeichs   | 4  |
| Abbildung 02: Abflüsse am Pegel Dresden, Augusthochwasser 2002 und Wasserstand am Pegel Deggendorf, Junihochwasser 2013                                 | 5  |
| Abbildung 03: Entwicklung der Seedeiche mit Entwicklung des mittleren Tidehochwassers MThw, überhöhte Darstellung                                       | 8  |
| Abbildung 04: Entwicklung der Profile an Binnendeichen (vereinfacht nach Haselsteiner,)   | 9  |
| Abbildung 05: Hochwasser Gefahrenkarte Hessisches Ried (Ausschnitt Nordheim-Trebur)   | 11 |
| Abbildung 06: Pegelvergleich, relative Auswirkungen lokaler Entlastungen  | 12 |
| Abbildung 07: Sickerwasseraustritt und Quelltrichter (BLfW, 2003)   | 14 |
| Abbildung 08: Schematischer Ablauf einer Kontakterosion (zeitlicher Fortschritt von links nach rechts)  | 18 |
| Abbildung 09: Schematischer Ablauf von Suffosion (zeitlicher Fortschritt von links nach rechts)   | 18 |
| Abbildung 10: Einsatz von Geokunststoffen im Deichbau   | 21 |
| Abbildung 11: Befestigungsarten von Geokunststoffen (überhöhte Darstellung); a) Verankerung durch Auflast, b) Container, c) Schlaufen, d) Vernagelung ) | 23 |
| Abbildung 12: Rechnerischer Abfluss über den Versuchsdeich (Überfallbeiwert $\mu=0,7$ )   | 27 |
| Abbildung 13: Fließzustände am überströmten Deich mit rauer Oberfläche  | 28 |
| Abbildung 14: Auswirkung hydraulischer Belastungen auf Gras   | 29 |
| Abbildung 15: Hydraulische Rauigkeit von Gras   | 30 |
| Abbildung 16: Rauigkeit bewachsener Böschungen mit einer Neigung $> 1:10$   | 30 |
| Abbildung 17: Qualitativer Schubspannungsverlauf an einem überströmten Deich  | 32 |
| Abbildung 18: Kräfte an einem Bodenkorn innerhalb einer durchströmten, gesättigten oberen Bodenschicht  | 34 |
| Abbildung 19: Mutmaßliche Änderung der wirksamen Fließtiefe unterhalb einer Böschungssicherung durch Geokunststoffe                                     | 35 |
| Abbildung 20: Verteilung von Geschwindigkeit und Schub bei einer undurchlässigen Geokunststofflage  | 36 |
| Abbildung 21: Parameter einer idealisierten Bresche (Wahl, 1998)  | 39 |
| Abbildung 22: Versuchsaufbau zur Rauigkeitsbestimmung von überströmten Geokunststoffen [Maßangaben in mm]   | 51 |
| Abbildung 23: Überströmung einer Bentonitmatte (zusammengesetzt aus mehreren Einzelbildern)   | 52 |
| Abbildung 24: Hydraulische Rauigkeit der eingesetzten Bentonitmatte in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit  | 55 |
| Abbildung 25: Rauigkeit überströmter Geokunststoffe bei unterschiedlichen Durchflüssen im Vergleich   | 56 |
| Abbildung 26: Versuchsstand zur hangparallelen Strömung   | 58 |
| Abbildung 27: Halbmodell aus Holz (Blick durch die – in Fließrichtung – rechten Scheiben; entzerrte Aufnahme)   | 60 |

|  |    |
|--|----|
| Abbildung 28: Umlagerung unterhalb der Erosions-schutzmatte während der Überströmung des Halbmodells   | 62 |
| Abbildung 29: Mit Erosionsschutzmatte gesicherter Deichfuß nach der Überströmung des Halbmodells   | 62 |
| Abbildung 30: Umlagerung unterhalb des Geogitter/-vlieses während der Überströmung des Halbmodells   | 63 |
| Abbildung 31: Mit Geogitter/-vlies geschützter Deichfuß nach der Überströmung des Halbmodells  | 63 |
| Abbildung 32: Umlagerung unterhalb der entonit- matte während der Überströmung des Halbmodells (Versuch HH_BB_05)                                | 63 |
| Abbildung 33: Deichfuß nach der Überströmung ohne Umlagerung (Versuch HH_BB_09)  | 63 |
| Abbildung 34: Versuchsaufbau mit Sandkern in der Tiefrinne der TU Darmstadt  | 66 |
| Abbildung 35: Versuchsaufbau mit Sandkern in der Tiefrinne (Systemzeichnung)   | 67 |
| Abbildung 36: Aufschwimmen der Bentonitmatte am Deichfuß   | 69 |
| Abbildung 37: Umlagerung durch die Überströmung  | 70 |
| Abbildung 38: Aufschwimmen an der Vorderkante  | 71 |
| Abbildung 39: Aufschwimmen im Kronenbereich  | 71 |
| Abbildung 40: Sickerlinien SH_BB_2.X (überhöhte Darstellung)   | 72 |
| Abbildung 41: Sickerlinien SH_BB_3.X (überhöhte Darstellung)   | 73 |
| Abbildung 42: Deichquerschnitt großmaßstäblicher Versuch   | 74 |
| Abbildung 43: Übersicht Versuchsstand, schematisch, halbperspektivisch   | 75 |
| Abbildung 44: Versuchsaufbau vor einer Überströmung  | 75 |
| Abbildung 45: Aufbau Geokunststoffkombination  | 76 |
| Abbildung 46: Überströmungshöhen und rechnerische Schubspannung (Kronenbereich) am Versuchsdeich ( $\mu=0,75$ ; $Q=4,687 \text{ m}^3/\text{s}$ ) | 78 |
| Abbildung 47: Unbewachsener Deich während einer Überströmung   | 80 |
| Abbildung 48: Deichkörper nach Versuch GV_U_1 mit deutlichen Umlagerungen  | 81 |
| Abbildung 49: Querschnitt des Versuchsaufbaus am Forschungsdeich für die Versuche mit Bewuchs  | 82 |
| Abbildung 50: Grafische Auswertung des Bedeckungsgrades  | 83 |
| Abbildung 51: Versuchsaufbau Deichüberströmung (bewachsen; GV_B_1)   | 84 |
| Abbildung 52: Überströmung des bewachsenen Deichs (Versuch GV_B_1)   | 84 |
| Abbildung 53: Wühltierschaden vor der Überströmung   | 85 |
| Abbildung 54: Wühltierschaden nach der Überströmung  | 85 |
| Abbildung 55: Erosionsschutzmatte und Durchwurzelung (koloriert)   | 85 |
| Abbildung 56: Versuchsaufbau vor der Überströmung (Bezeichnung GV_B_2 und GV_B_2.1)  | 86 |
| Abbildung 57: Bewachsener Versuch nach der Überströmung (GV_B_2)   | 88 |
| Abbildung 58: „Aufrollen“ der Vegetation bzw. umwickelter Stolon   | 88 |
| Abbildung 59: Verwurzelung nach der Überströmung   | 88 |

|  |     |
|--|-----|
| Abbildung 60: Durchwuzelte Geokunststoffe am Versuchsfeldrand (freiliegender Wühltierschutz unten den Geokunststoffen)   | 89  |
| Abbildung 61: Gemessene Parameter der Deichüberströmung (Versuch "GV_B_2" )  | 90  |
| Abbildung 62: Vergleich der hydraulischen Belastung bei punktueller Auswertung und über die gesamte Überströmungsbreite erfasste Daten   | 91  |
| Abbildung 63: Strömungsänderung am Vorschaden  | 94  |
| Abbildung 64: Vorschaden nach Versuchsende (t=141 Minuten)   | 94  |
| Abbildung 65: Bedeckungsgrad in Abhängigkeit vom Bildausschnitt  | 95  |
| Abbildung 66: Hochbelasteter Bereich unterhalb der Krone. Direkt nach der Überströmung und nach acht Monaten   | 96  |
| Abbildung 67: Ballastierte Bentonitmatte (Bentonitschicht mit Trocknungsrisen)   | 97  |
| Abbildung 68: Versuchsaufbau der Überströmung mit ballastierter Bentonitmatte  | 98  |
| Abbildung 69: Gemessene Parameter der Deichüberströmung (Versuch "GV_Be")  | 100 |
| Abbildung 70: Boden unter der Bentonitmatte nach Versuchsende (t = 135 Minuten)  | 101 |
| Abbildung 71: Vergleich der voraussichtlichen Sickerlinie in einem mit Bentonitmatte geschützten Deich; a) ohne Dränage, b) mit Dränagematte im Überlappungsbereich und am Deichfuß) | 101 |
| Abbildung 72: Maulwurf-Aktivität auf Land- und Wasserseite   | 106 |
| Abbildung 73: Flussdeicharten nach DIN 19712 (2013)  | 117 |
| Abbildung 74: Überströmungsgeschwindigkeit und Froudezahl am Versuchsdeich   | 119 |
| Abbildung 75: Vernagelungsraster der Versuche am Halbmodell  | 120 |
| Abbildung 76: Sieblinie Kernmaterial   | 122 |
| Abbildung 77: Sieblinie Deckmaterial   | 122 |
| Abbildung 78: Scherfestigkeit des Kernmaterials des Halbmodells im Hallenversuch   | 123 |
| Abbildung 79: Sieblinie Wühltierschutz   | 124 |
| Abbildung 80: Vernagelungsraster   | 125 |
| Abbildung 81: Produktdatenblatt Geogitter/Geovlies (Combigrid®)  | 126 |
| Abbildung 82: Produktdatenblatt Bentonitmatte (Bentofix® BZ 13-B)  | 127 |
| Abbildung 83: Produktdatenblatt Erosionsschutzmatte (Secumat®)   | 128 |
| Abbildung 84: Zusammenhang zwischen Überströmungshöhe und Abfluss am überströmten Versuchsdeich  | 129 |
| Abbildung 85: Zusammenhang Lufteintrag/Schubspannung am überströmten Versuchsdeich   | 129 |
| Abbildung 86: Verankerung tiefer Wurzeln im Wirrgelege und durch die Geokunststoffe  | 130 |

---

## Tabellenverzeichnis

---

|   |     |
|---|-----|
| Tabelle 01: Kategorisierung von Deichen und Anhaltswerte zur Wahl des Wiederkehrintervalls (Tabellen 1 und 2 des DWA-Merkblattes 507-1 bzw. Tabellen 1 und 2 der DIN 19712:2013-01) | 6   |
| Tabelle 02: Klimaänderungsfaktoren in Baden-Württemberg (LfU, 2013, 2005a)  | 7   |
| Tabelle 03: Vergleich länderspezifischer Konstruktionsvorgaben für Flussdeiche (ausgewählte Parameter)  | 45  |
| Tabelle 04: Hydraulische Belastung auf einer überströmten Bentonitmatte (Auszug)  | 53  |
| Tabelle 05: Hydraulische Belastung, Rauigkeit und Schubspannung auf einer überströmte Bentonitmatte, einer Erosionsschutzmatte und einem Geogitter/-vlies (Auszug)                  | 56  |
| Tabelle 06: Übersicht der Versuche der überströmten Bentonitmatte am Holz-Halbmodell  | 61  |
| Tabelle 07: Schlüsselkurve am Holz-Halbmodell   | 61  |
| Tabelle 08: Schubbelastungen auf dem Deckwerk im Bereich des Normalabflusses (Holz-Halbmodell)  | 65  |
| Tabelle 09: Übersicht der Versuche der überströmten Bentonitmatte am Sand-Halbmodell  | 68  |
| Tabelle 10: Sickerwassermenge Hallenversuch (überstauabhängig)  | 68  |
| Tabelle 11: Schubbelastungen auf dem Deckwerk während der Überströmung des Halbmodell mit Sandkern  | 72  |
| Tabelle 12: Spezifikationen der Großversuche  | 77  |
| Tabelle 13: Überfallhöhe des Versuchsdeichs in Abhängigkeit zur Überfallbreite ( $\mu=0,75$ ; $Q=4,687 \text{ m}^3/\text{s}$ )  | 78  |
| Tabelle 14: Bemessungswerte der zulässigen Schubspannung auf Deckwerken und Sohlbefestigungen (DIN 19661-2:2000-09)   | 79  |
| Tabelle 15: Auswirkungen des Lufteintrags auf die Schubbelastung am Versuchsdeich   | 79  |
| Tabelle 16: Zeitlicher Ablauf der Versuche GV_B_2 und GV_B_2.1  | 87  |
| Tabelle 17: Gemessene Parameter für die Bestimmung der hydraulischen Belastungen der Versuche GV_B_2 und GV_B_2.1   | 90  |
| Tabelle 18: Überströmungsdauer, durchschnittlicher Bedeckungsgrad auf der Deichflanke und Erosionsrate  | 94  |
| Tabelle 19: Überströmungsparameter an der östlichen Begrenzung, Versuch "GV_Be"   | 98  |
| Tabelle 20: Überströmungsparameter auf der Bentonitmatte, Versuch GV_B1 und GV_B2   | 99  |
| Tabelle 21: Städte mit mehr als 100.000 Einwohnern entlang des Rheins   | 118 |
| Tabelle 22: Hydraulische Belastungen auf einer überströmten Bentonitmatte (Gesamtliste)   | 120 |

---

## Abkürzungen / Symbole

---

|                 |                       |  |
|-----------------|-----------------------|--|
| A               | [m <sup>2</sup> ]     | Fließquerschnitt                           |
| b               | [m]                   | Breite                                     |
| F <sub>A</sub>  | [kN]                  | Auftriebskraft                             |
| Fr              | [ - ]                 | Froudezahl                                 |
| F <sub>S</sub>  | [kN]                  | Strömungskraft                             |
| ft              | [ft]                  | Fuß (foot) [1 ft ≙ 0,3048 m]               |
| g               | [m/s <sup>2</sup> ]   | Erdbeschleunigung                          |
| h               | [m]                   | Fließtiefe                                 |
| h <sub>ü</sub>  | [m]                   | Mittlere Überfallhöhe                      |
| I               | [ - ]                 | Hydraulisches Gefälle                      |
| I <sub>E</sub>  | [ - ]                 | Energieliniengefälle                       |
| I <sub>S</sub>  | [ - ]                 | Sohlgefälle                                |
| k <sub>St</sub> | [m <sup>1/3</sup> /s] | Manning/Strickler-Beiwert                  |
| Q               | [m <sup>3</sup> /s]   | Abfluss                                    |
| r <sub>hy</sub> | [m]                   | Hydraulischer Radius [ m ]                 |
| u               | [kN/m <sup>3</sup> ]  | Porenwasserdruck                           |
| V               | [m <sup>3</sup> ]     | Volumen                                    |
| v               | [m/s]                 | Fließgeschwindigkeit                       |
| β               | [ ° ]                 | Böschungswinkel                            |
| γ               | [kN/m <sup>3</sup> ]  | Wichte des Fluids                          |
| λ               | [ - ]                 | Reibungsbeiwert nach Darcy-Weisbach        |
| μ               | [ - ]                 | Überfallwert (abhängig von der Kronenform) |
| ρ               | [kg/m <sup>3</sup> ]  | Dichte β                                   |
| σ               | [kN/m <sup>2</sup> ]  | Spannung                                   |
| σ'              | [kN/m <sup>2</sup> ]  | Wirksame Spannung                          |
| τ               | [N/m <sup>2</sup> ]   | Schubspannung                              |
| τ <sub>0</sub>  | [N/m <sup>2</sup> ]   | Sohlschubspannung                          |





---

## 1 Einleitung

---

Wasser stellt seit jeher einen Segen und eine Gefahr für den Menschen dar.

Auf der einen Seite ist ohne Wasser kein Leben – wie wir es kennen – möglich, auf der anderen Seite bedrohten Sturmfluten und Hochwässer von Beginn an menschliche Siedlungen und urbane Gebiete.

Um dieser Gefahr zu begegnen, wurden schon in der Antike Bauwerke zum Schutz vor dem Wasser errichtet. Erst in Form aufgeschütteter Hügel zum Schutz einzelner Gebäude, später als Ringwälle um Siedlungen herum bis hin zu kilometerlangen Deichlinien zum Schutz ganzer Landstriche.

Auch wenn es in der Geschichte immer wieder zu verheerenden Überschwemmungen kam – ob durch besonders hohe Sturmfluten an den Küsten oder durch Deichbrüche entlang der Fließgewässer – wurden die Deiche immer wieder verbessert und neu errichtet, statt die fruchtbaren Gebiete entlang der Flüsse und Meere dauerhaft ungenutzt zu lassen.

Mit der fortschreitenden technischen Verbesserung der Deiche stieg das Vertrauen in die Schutzmaßnahmen und in ihrem Hinterland ließen sich mehr und mehr Menschen nieder. Entsprechend wuchs auch die Höhe des potentiellen Schadens bei einem extremen Hochwasser immer weiter an. So sind mittlerweile in Deutschland mehrere Millionen Menschen und tausende Quadratkilometer Siedlungsfläche von Hochwässern bedroht, die statistisch alle 200 Jahre oder seltener auftreten. Die Ausbauhöhe der Hochwasserschutzanlagen entlang der Flüsse orientiert sich dabei derzeit „nur“ an den Hochwasserständen mit einer statistischen Wiederkehr von 100 Jahren. Dabei geht die Gefahr weniger von der Überflutungshöhe aus, die sich auf den betroffenen Flächen einstellen würde und von wenigen Zentimetern (mit resultierenden Schäden an und in Kellern, Tiefgaragen etc.) bis zu mehreren Metern reicht (mit einer i. d. Regel vollkommenen Zerstörung des Inventars und der Haustechnik in den betroffenen Geschossen, bis zu einer Unbewohnbarkeit der Gebäude), als viel mehr von der plötzlichen Überflutung in Folge eines Deichbruches. Vor allem die Gefahr menschlicher Opfer steigt bei einem plötzlichen Anstieg des Wasserspiegels signifikant (Costa, 1985).

Die Mechanismen, die zum Versagen eines Deiches führen, sind vielfältig. Die meisten Deichbrüche der letzten Jahre gehen aber vor allem darauf zurück, dass der Deich vom Hochwasser überströmt wurde.

Schon bei geringen Überströmungshöhen beginnt das Wasser Material auf der Deichoberfläche zu erodieren, worauf sich Rinnen in der Oberfläche bilden und die dort veränderten Fließbedingungen ein Fortschreiten der Erosion begünstigen. Je nach Zustand des Deiches kann es durch diesen Prozess, rückschreitende Erosion genannt, innerhalb weniger Stunden zu einem Versagen des Deiches kommen. Das jüngste Beispiel eines derartigen Deichversagens konnten im Juni 2013 am Isar-Deich in Deggendorf-Fischerdorf beobachtet werden, wo das überströmende Wasser nach Auskunft der Einsatzkräfte vor Ort die zusätzlich mit Sandsäcken und einer Materialschüttung („Mineralbeton“) erhöhte Deichkrone überspülte. Der Deich erodierte daraufhin binnen Stunden auf einer Länge von ca. 300 m über die gesamte Höhe. Die Bresche konnte erst nach dem vollständigen Fluten des Ortsteils – und nachdem der Wasserstand in der Isar leicht zurückging – geschlossen werden.

Aufgrund des Klimawandels ist zukünftig damit zu rechnen, dass die Wetterbedingungen unberechenbarer und die auftretenden Einzelereignisse extremer werden. Dies wird voraussichtlich dazu führen, dass auch die Höhe der Hochwasserscheitel steigt, wodurch auch Deiche von Überströmung betroffen sein können, die den derzeit allgemein anerkannten Regeln der Technik – welche keine planmäßige Überströmungssicherung vorsehen – entsprechen.

---

## 1.1 Ziele und Inhalte

Das Ziel dieser Arbeit ist es, Methoden zu entwickeln, die ökologisch und ökonomisch geeignet sind, um auf großen Deichstrecken installiert zu werden und den Deich dahingehend verbessern, dass er im Falle extremer Hochwasserereignisse einer Deichüberströmung längere Zeit standhalten kann. Gelingt dies, so können die Deiche auch in der Zukunft die Menschen wirksam vor den Gefahren des Wassers schützen.

Der Fokus der Untersuchungen liegt dabei auf dem Einsatz von Geokunststoffen, da diese bereits in verschiedenen Anwendungsgebieten des Bauingenieurwesens ihre Vielseitigkeit, Belastbarkeit und Wirksamkeit unter Beweis gestellt haben.

Die zu entwickelnden Lösungen sollen oberflächennah und somit z. B. im Zuge von Sanierungsarbeiten in den Deich eingebaut werden können, um die Überströmungssicherheit des Bauwerks signifikant zu erhöhen. Zum Einsatz kommen dabei Erosionsschuttmatten und eine Geogitter-Geovlies-Kombination, die mit einer Oberbodenschicht bedeckt und begrünt werden. Es ist zu untersuchen, ob es gelingt, durch die Vegetation eine Verbindung zwischen Oberboden, Geokunststoffen und Deichkörper herzustellen, die insgesamt zu einer Verbesserung des Widerstandes bei einer Überströmung führt (Verbundsystem). Maßgeblich in einem solchen System wird immer das Blatt- und Wurzelwerk der eingesetzten Pflanzen sein, da das überströmende Wasser direkt am Blattwerk angreift und mit dem Beginn der Erosion das Bodenmaterial zwischen den Wurzeln mehr oder weniger leicht ausgetragen werden kann.

Zusätzlich wird an der Möglichkeit geforscht, Deichabschnitte kurzfristig zu sichern und so – zumindest für eine gewisse Zeit – ein schadloses Überströmen dieses Bereichs zu ermöglichen. Hier wird untersucht, ob dieser Ansatz durch den Einsatz einer ballastierten Bentonitmatte realisiert werden kann. Anders als bei den zuvor beschriebenen Versuchen mit oberflächennahen Geokunststoffen und begrüntem Mutterboden, wird durch das Auflegen der Bentonitmatte das Wasser vollkommen vom Boden und der Vegetation ferngehalten. Maßgeblich für die dauerhafte Wirksamkeit sind in diesem Fall somit das Material selbst und die Art der Verankerung auf bzw. im Deich.

Im Zuge der Untersuchungen wurde festgestellt, dass die eingesetzten Geokunststoffe eine hemmende Wirkung auf die Grabaktivitäten kleinerer Wühltiere (Maulwurf, Kaninchen) haben bzw. die Tiere dazu gezwungen sind, die Grabeaktivität auszuweiten, was zu einer besseren Auffindbarkeit der Baue führt. Die Untersuchung dieser Wirkung war nicht Bestandteil des Projekts und wurde daher nicht weiter verfolgt. Hier bietet sich jedoch der Ansatz für weitere Untersuchungen, da so beim Einsatz von Geokunststoffen ggf. der landseitige Wühltierschutz verringert werden kann.

## 1.2 Gliederung

Im Kapitel 2 folgt eine Einführung in die allgemeinen Grundlagen und die Geschichte des Deichbaus. Hier wird ersichtlich, wie sich die Anforderungen an Hochwasserschutzsysteme im Laufe der Zeit verändert haben und wie das wachsende Verständnis von Hochwasserereignissen und die veränderten technischen Möglichkeiten Einfluss auf die Deichgeometrie genommen haben. Bestandteil dieses Kapitels ist auch ein Überblick über die häufigsten Deichschäden, die im Zuge eines Hochwasserereignisses auftreten können. Dieses Wissen ist erforderlich, um die Wirkungsweisen der untersuchten Methoden hinsichtlich der Verbesserung der Überströmungssicherheit verstehen zu können.

In Kapitel 3 werden die für den Deichbau generell geeigneten Geokunststoffe vorgestellt. Dies umfasst neben den technischen Definitionen auch deren Funktionen im Deichbau und die erprobten Befestigungsmethoden sowie die üblicherweise eingesetzten Befestigungsmittel.

Um die Versagensmechanismen während einer Deichüberströmung erkennen und ggf. prognostizieren zu können, müssen die Belastungen und die bodenmechanischen Prozesse bekannt sein. Die Formeln und Berechnungen zur hydraulischen Belastung des Deiches und die Transportgleichungen für die

---

Sedimentbewegung sind in Kapitel 4 dargestellt. Dabei wird auch auf die veränderliche hydraulische Rauigkeit der Deichoberfläche eingegangen, die bei einem herkömmlichen Flussdeich vor allem von der Qualität des Rasendeckwerks und der Neigung der Deichflanke abhängig ist. Theorien zu den Transportvorgängen unterhalb der oberflächennahen Geotextile sind ebenfalls Gegenstand dieses Kapitels.

Kapitel 5 ist den gültigen Normen und dem aktuellen Forschungsstand gewidmet. Neben dem deutschsprachigen Raum werden dabei insbesondere Regelwerke und Veröffentlichungen aus den Niederlanden, England, den USA und grenzüberschreitender Arbeitsgruppen betrachtet.

Die durchgeführten Versuche zur Überströmungssicherheit werden in Kapitel 6 beschrieben und ausgewertet. Das Kapitel umfasst sowohl die Versuche am Versuchsdeich, als auch die Untersuchungen zur Notsicherung von Deichen an einem Halbmodell (nur die Krone und landseitige Böschung werden im Versuch aufgebaut).

In Kapitel 7 werden die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse bewertet und die sich daraus ergebenden weiteren Forschungsansätze dargestellt.

Einen Fazit über die Wirksamkeit, Einsatzmöglichkeit und Grenzen von geotextilbewehrten Deichen in Kapitel 8 beschließt die Arbeit.



verzichtet wird, findet sich in der aktuellen Ausgabe der DIN nicht mehr (Näheres zu den Änderungen im Zuge der Überarbeitung der Norm ist im Kapitel 5.1.1.1 aufgeführt).

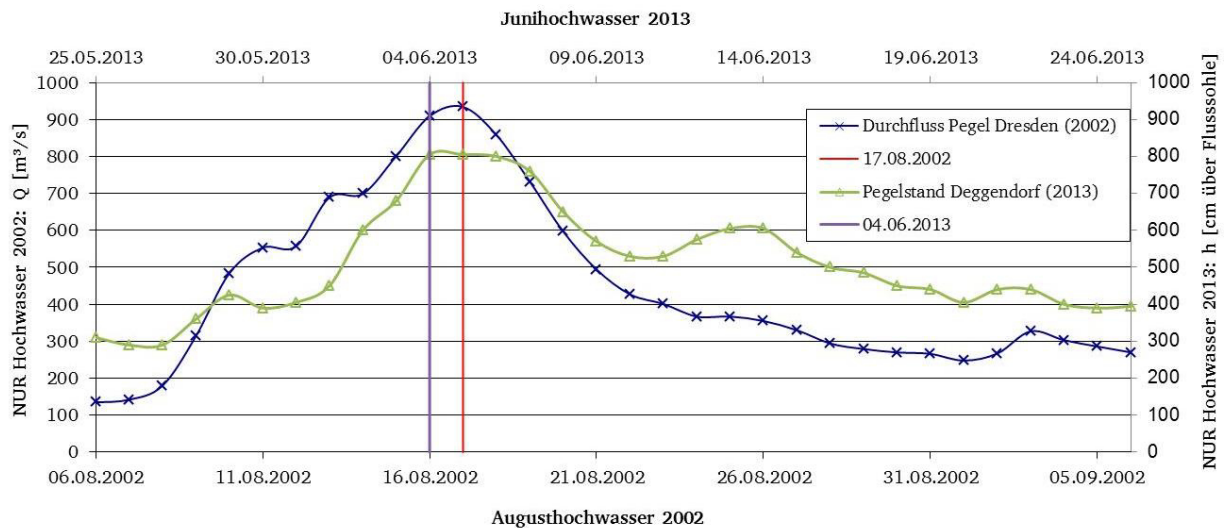


Abbildung 02: Abflüsse am Pegel Dresden, Augusthochwasser 2002 (DGJ, 2002) und Wasserstand am Pegel Deggendorf, Junihochwasser 2013 (WSA Regensburg, 2013)

Die Jährlichkeit (also die Zeit, die statistisch im Mittel vergeht, bevor ein Ereignis erneut eintritt) für die Bemessung von Deichen wird von den zuständigen Behörden vorgegeben und beträgt z. B. für die hessischen Flussdeiche – nach Fertigstellung der gesamten Ausbaustufe – 200 Jahre (Zwach & Kutzner, 2003). Bei Flüssen, deren Ufer in unterschiedlichen Zuständigkeitsbereichen (Kommunen, Regierungsbezirken, Bundesländer, Länder etc.) liegen, ist eine Abstimmung des Bemessungshochwassers zwingend erforderlich, um ein „Wettrüsten“ bei der Deichhöhe zu verhindern. Für die Wahl des Bemessungshochwassers für einzelne Objekte steht ein Merkblatt (Nr. 209/1989) des DVWK (DVWK, 1989) zur Verfügung. Darüber hinaus bestehen für einige Bundesländer eigene Vorgaben oder Empfehlungen der jeweiligen Landesbehörden (LfU, 2005a). Im Merkblatt 507 der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) wurden 2011 einige Anhaltswerte für die Wahl von Jährlichkeiten und Kategorisierungen der Deiche hinsichtlich ihrer Höhe und des Schadenspotentials des zu schützenden Objektes eingeführt (DWA, 2011). Diese Einteilung wurde in die überarbeitete Version der DIN 19712 übernommen und sind in der nachfolgenden Tabelle 01 dargestellt.

Tabelle 01: Kategorisierung von Deichen und Anhaltswerte zur Wahl des Wiederkehrintervalls (Tabellen 1 und 2 des DWA-Merkblattes 507-1 bzw. Tabellen 1 und 2 der DIN 19712:2013-01)

| Deichklasse   |                               | Schadenspotential |  |            |
|---|-------------------------------|-------------------|--|------------|
|   |                               | hoch              | mittel   | gering     |
| Deichhöhe h   | ≥ 3 m                         | Klasse I          | Klasse II  | Klasse II  |
|   | 3 m > h ≥ 1,5 m               | Klasse I          | Klasse II  | Klasse III |
|   | 1,5 m > h > 0 m <sup>1)</sup> | Klasse I          | Klasse III   | Klasse III |
|   |                               |                   |  |            |
| Objektkategorie   |                               | Schadenspotential | Anhaltswerte für das maßgebende mittlere statistische Wiederkehrintervall T <sub>n</sub> in Jahren <sup>2)</sup> |            |
| Sonderobjekte mit außergewöhnlichen Konsequenzen im Hochwasserfall  |                               | hoch              | im Einzelfall zu bestimmen <sup>3)</sup>   |            |
| Geschlossene Siedlungen   |                               | hoch              | ca. 100 <sup>3)</sup>  |            |
| Industrieanlagen  |                               | hoch              | ca. 100 <sup>3)</sup>  |            |
| Überregionale Infrastrukturanlagen  |                               | hoch              | ca. 50 bis 100   |            |
| Einzelgebäude, nicht dauerhaft bewohnte Siedlungen  |                               | mittel            | ca. 25   |            |
| Regionale Infrastrukturanlagen  |                               | mittel            | ca. 25   |            |
| Landwirtschaftlich genutzte Flächen <sup>4)</sup>   |                               | gering            | bis 5  |            |
| Naturlandschaften   |                               | gering            | -  |            |
|   |                               |                   |  |            |
| Anmerkung   |                               |                   |  |            |
| Im Falle langer Einstaudauer und/oder bei Böschungsneigungen 1 : m = 1 : 2 und steiler kann der Deich in eine höherwertige Klasse eingeordnet werden. Bei kurzer Einstaudauer und/oder flacher Böschungsneigung (m > 3) kann eine geringer wertige Einstufung erfolgen. |                               |                   |  |            |
| <sup>1)</sup> geringste Deichhöhe = 0 m, weil der Deich u. U. an höher liegendes Gelände anschließt.  |                               |                   |  |            |
| <sup>2)</sup> Die jährliche Eintrittswahrscheinlichkeit entspricht dem reziproken Wert des Wiederkehrintervalls.  |                               |                   |  |            |
| <sup>3)</sup> In der Praxis sind auch Wiederkehrintervalle von 500 Jahren begründbar und bereits umgesetzt worden.  |                               |                   |  |            |
| <sup>4)</sup> In der Regel ist eine der Situation angepasste Landwirtschaft zu betreiben.   |                               |                   |  |            |

Bei einem Überschreiten des Bemessungshochwasserstandes ist mit schweren Schäden an den Bauwerken oder gar mit einem Versagen des Deiches zu rechnen.

Dies ist vor allem vor dem Hintergrund problematisch, dass die Aufzeichnungen von Hochwasserwellen nur über einen relativ geringen Zeitraum bestehen. Zwar wurden extreme Hochwasserstände auch in der Vergangenheit an Brücken und Häusern markiert, seit dieser Zeit ist die Gewässerstruktur jedoch grundlegend verändert worden, wodurch auch der Verlauf einer Hochwasserwelle signifikant geändert sein kann. Da zuverlässige statistische Prognosen immer auf einer langjährigen Datengrundlage beruhen müssen, sind die aktuellen Schutzziele stark fehlerbehaftet (die Begradigung des Rheins, und mit ihr die Erkenntnis über die

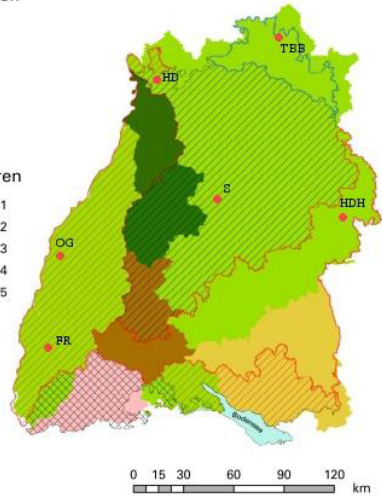
neuen charakteristischen Hochwasserverläufe, liegt z. B. noch keine 200 Jahre zurück. Demnach ist eine Prognose über die Hochwasserstände mit 200- oder gar größerer Jährlichkeit gewagt). Dies zeigt sich auch daran, dass wenige große Hochwässer die Statistik maßgeblich verändern können, da nach dem Ablauf jeder Hochwasserwelle ein weiterer Datensatz hinzukommt, der bei der Neubewertung der Jährlichkeiten berücksichtigt werden muss.

Zu erwarten ist, dass durch den Klimawandel die Zunahme von extremen Wetterereignissen wahrscheinlicher wird (Jonas et al., 2005). Dies kann zukünftig Hochwasserstände erzeugen, die aus heutiger Sicht deutlich seltener auftreten müssten. Diesem Problem wird unterschiedlich Rechnung getragen. In Bayern und Baden-Württemberg werden Klimaänderungsfaktoren eingesetzt (s. Tabelle 02), um das Bemessungshochwasser (Abflusswerte) zu modifizieren. Dieser Klimaänderungsfaktor ist regional unterschiedlich und kann den entsprechenden Kartenwerken entnommen werden (LfU, 2005a).

Tabelle 02: Klimaänderungsfaktoren in Baden-Württemberg (LfU, 2013, 2005a)

| T<br>[Jahre] | Klimaänderungsfaktoren $f_{T,K}$ |      |      |      |      |
|--------------|----------------------------------|------|------|------|------|
|              | 1                                | 2    | 3    | 4    | 5    |
| 2            | 1,25                             | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 |
| 5            | 1,24                             | 1,45 | 1,65 | 1,45 | 1,67 |
| 10           | 1,23                             | 1,40 | 1,55 | 1,43 | 1,60 |
| 20           | 1,21                             | 1,33 | 1,42 | 1,40 | 1,50 |
| 50           | 1,18                             | 1,23 | 1,25 | 1,31 | 1,35 |
| 100          | 1,15                             | 1,15 | 1,15 | 1,25 | 1,25 |
| 200          | 1,12                             | 1,08 | 1,07 | 1,18 | 1,15 |
| 500          | 1,06                             | 1,03 | 1,00 | 1,08 | 1,05 |
| 1000         | 1,00                             | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

|   |  |  |  |  |  |
|---|--|--|--|--|--|
| <p><b>Legende</b></p> <p>WRRL Flußgebietszonen</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Alpenrhein/Bodensee</li> <li>Hochrhein</li> <li>Oberrhein</li> <li>Neckar</li> <li>Main</li> <li>Donau</li> </ul> <p>Klimaänderungsfaktoren</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Klimaänderungsfaktor 1</li> <li>Klimaänderungsfaktor 2</li> <li>Klimaänderungsfaktor 3</li> <li>Klimaänderungsfaktor 4</li> <li>Klimaänderungsfaktor 5</li> </ul> <p>Bodensee</p>  |  |  |  |  |  |
| <p>Für Jährlichkeiten <math>T &gt; 1000</math> Jahre ist der Faktor 1,0</p> <p>Die angegebenen Faktoren werden zur Erhöhung des aktuell gültigen Bemessungsabflusses <math>HQ_{Tn}</math> [m<sup>3</sup>/s] verwendet.</p>  |  |  |  |  |  |

## 2.2 Geschichte des Deichbaus

Seit der Antike schützen sich die Menschen gegen Überflutungen. Vor allem in den Küstenregionen wurde durch Bauwerke den immer wiederkehrenden Fluten getrotzt.

Etwa um das Jahr 1000 (die erste Beschreibung eines Deiches stammt aus dem Jahr 1244) wurden im norddeutschen Raum zunehmend Deiche um Siedlungen und Weideflächen errichtet (Kramer, 1996). Diese Ringwälle bildeten die ersten Deichbauten in Deutschland. Sie entsprechen der heute gebräuchlichen Definition von Deichen, wonach sie nur im Hochwasserfall beaufschlagt wurden und der Hochwasserspiegel über der Sohle des Schutzgutes lag. Sie traten an die Stelle der künstlichen Erdhügel (Warften), die zuvor verwendet wurden, um einzelne Bauwerke oder Gehöfte bei Hochwasser zu schützen. Bei diesen wurde die Gebäudesohle über das Niveau des bisher höchsten Wasserstandes angehoben (führte ein Hochwasser zur Zerstörung der geschützten Objekte, wurde die Warft vor dem Neubau des Gebäudes entsprechend des letzten Wasserstandes erhöht).



Durch ein Verbinden der einzelnen Ringdeiche entstand über mehrere Jahrhunderte eine durchgängige Deichlinie. Die Deiche schützten so das Hinterland vor Sturmfluten (Küste) oder Hochwasser (Flüsse).

Die ersten Wälle hatten eine steile Außenböschung, waren weniger als einen Meter hoch und besaßen eine Basis von etwa vier Metern (NLWKN, 2007).

Im Laufe von über einem Jahrtausend veränderte sich das Anforderungsprofil an die Deiche immer weiter (größere Siedlungen, geringerer Abstand zur Küste, größeres Schadenspotential hinter der Deichlinie, veränderte Wasserstände). Gleichzeitig verbesserten sich die technischen Möglichkeiten und das Verständnis für die Wirkung des Wassers auf die Deiche nahm immer weiter zu. So wurde in dieser Zeit auch die Geometrie der Deiche immer weiter den neuen Erkenntnissen angepasst. Vereinfacht lässt sich sagen, dass die Deiche in dieser Zeit immer höher und breiter und die Böschungsneigungen immer flacher wurden. In der folgenden Abbildung 03 ist die Entwicklung exemplarisch für das Profil von Seedeichen an der deutschen Küste dargestellt.

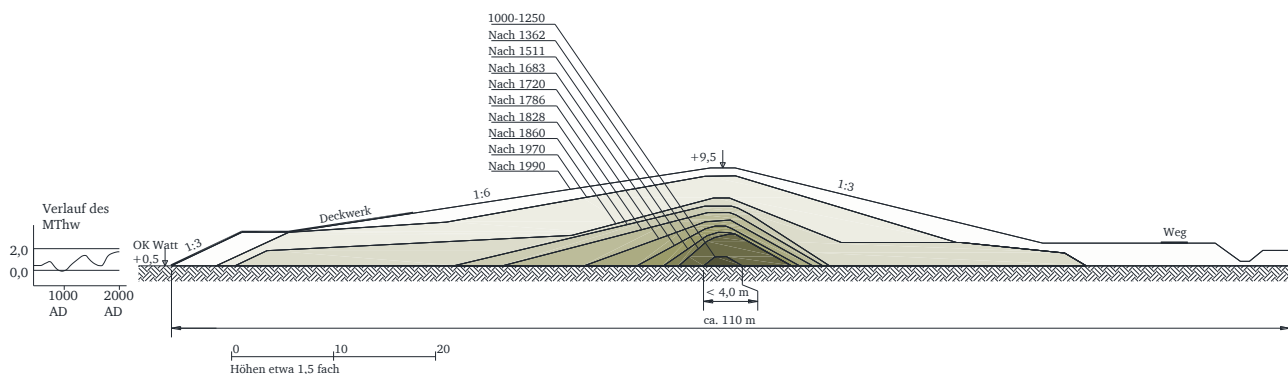


Abbildung 03: Entwicklung der Seedeiche (NLWKN, 2007) mit Entwicklung des mittleren Tidehochwassers MThw (Behre, 2004), überhöhte Darstellung

Die Anforderungen an einen geeigneten Deichbaustoff wurden bereits sehr früh erkannt und sind trotz der geänderten Bezeichnung und wachsender wissenschaftlicher Erkenntnisse bis heute gültig. Im 18. Jhdt. wurden z.B. die erforderlichen Eigenschaften des Bodens mit Schwere (Gewicht), Festigkeit (Setzungsunempfindlichkeit) und Zähigkeit (Erosionsstabilität) definiert (Brahms, 1757a, 1757b).

Als Baumaterial wurde vor allem Klei verwendet. Dieser Boden eignet sich aufgrund seiner geringen Durchlässigkeit (die Körnung reicht von Feinsand ( $k_f=1\cdot 10^{-5}$ ) bis zu schluffigem Ton ( $k_f=1\cdot 10^{-9}$ ) (Goris, 2008)) hervorragend für den Bau wasserundurchlässiger Deiche. Er zeichnet sich auch durch eine hohe Wichte aus, die sich vor allem unter Auftrieb positiv auf die geotechnischen Nachweise auswirkt. Gleichzeitig ist dieser Boden sehr fruchtbar, wodurch eine dichte Vegetationsdecke entstehen kann, die den Deich gegen die Elemente schützt. Da die natürlichen Vorkommen dieses Bodens begrenzt sind, wurde dazu übergegangen, die Deiche aus einem Sandkern zu errichten und nur die wasserseitige Böschung mit einer dichtenden Schicht aus Kleiboden zu versehen. Aufgrund der flachen Neigung der Seedeiche können Schafe die Deiche beweiden. So müssen die Deiche nicht, oder nur selten, gemäht werden und die Hufe der Schafe verdichten die Oberfläche und zertreten Wühltiergänge.

Die Entwicklung der Binnendeiche entlang der Flüsse verlief weniger rasant, die gleichen Tendenzen sind jedoch auch dort zu beobachten. Wesentliche Unterschiede zwischen Binnen- und Seedeichen sind das kürzere Deichvorland und die wesentlich steilere wasserseitige Böschung der Binnendeiche. Die steile Böschung ist möglich, da die Hauptbelastung im Hochwasserfall nicht eine orthogonale Wellenbewegung, sondern eine gleichförmige Scherbeanspruchung in Richtung der Deichachse ist. Die Anforderung einer schadfreen Energieumwandlung der Wellenenergie entfällt daher. Ein Binnendeich nach den aktuellen anerkannten Regeln der Technik verfügt aber ebenfalls über eine flache landseitige Böschung, und einen auf

einer Berme gelegenen Verteidigungsweg. Abbildung 04 zeigt die Entwicklung der Deichquerschnitte an Binnendeichen.

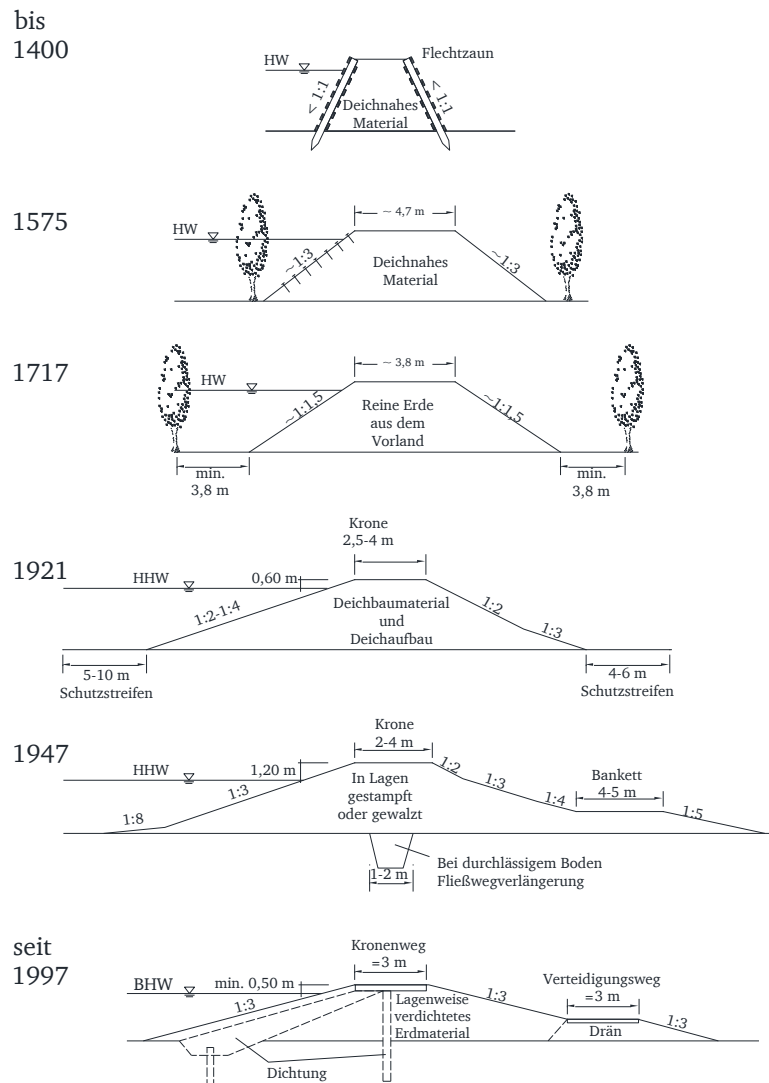


Abbildung 04: Entwicklung der Profile an Binnendeichen (vereinfacht nach Haselsteiner, 2007)

Als Baumaterial von Flussdeichen kam in der Vergangenheit vor allem bindiges Material – meist Auenlehm – zum Einsatz. Dieser Begriff umfasst feinkörniges Material (feinsandiger bis sandiger Schluff und Ton), welches in Flussauen sedimentierte. Die Deiche wurden hauptsächlich homogen aus diesem wenig durchlässigen Bodenmaterial errichtet, wobei die Arbeiten dadurch erleichtert wurden, dass das erforderliche Material in den meisten Fällen nahe der Deichlinie abgebaut werden konnte.

Ähnlich der begrenzten Vorkommen an Kleiboden entlang der Küsten ist aber auch der Auenlehm nur begrenzt verfügbar, da ein zu starker Abbau hinter dem Deich und die damit verbundene Reduzierung der Mächtigkeit der Auenlehmschichten, die Gefahr der Deichunterspülung und des hydraulischen Grundbruchs im Hinterland erhöht. Durch die immer breiter und höher werdenden Deiche stieg der Materialbedarf so sehr an, dass die verfügbaren Vorkommen nicht mehr ausreichten, um weiterhin homogene Deiche zu bauen. Hinzu kommt, dass ein zonierter Deich (gemäß der aktuellen DIN 19712, s. Abbildungen 01 und 04), mit einer wenig durchlässigen Wasserseite, einem höher durchlässigen Kern und einem hoch durchlässigen landseitigen Fußfilter die Sickerlinie absenkt, wodurch die Gefahr von sickerwasserbedingter Erosion auf der Landseite und das Risiko eines Grundbruchs reduziert wird.

---

Den Schutz des Deiches gegen natürliche Einflüsse übernimmt auch auf Binnendeichen in der Regel eine Oberflächenbefestigung aus Gras. Die Gräser der eingesetzten Saatgutmischungen zeichnen sich durch ein dichtes und tiefes Wurzelwerk, einen dichten Wuchs und eine geringe Wuchshöhe aus. So wird die Deichoberfläche gegen Erosion gesichert, die Masse des anfallenden Mähguts reduziert und Wühltieren die Deckungsmöglichkeit auf dem Deich entzogen.

## 2.3 Problematiken und Ziele

Durch die Industrialisierung, die Begradigung und Schiffbarmachung der Flüsse sowie die zunehmende Besiedelung an den Flussufern wurden die Retentionsräume entlang der Flüsse vom Hauptstrom weitestgehend abgeschnitten und urbanisiert. Den steigenden Hochwasserständen wurde durch immer massivere und vor allem höhere Deiche begegnet, was die Hochwasserproblematik jedoch immer weiter nach flussabwärts verlagerte.

Erhalten blieb vor allem das Hauptproblem: besiedelte Flächen unterhalb des Hochwasserstandes. Ist diese Situation bei einem normalen Hochwasser noch hinnehmbar und die Schäden durch Sickerwasser, das bei langandauernden Hochwässern in der Regel immer durch den Deich dringt, vergleichsweise gering, so kommt es spätestens bei einem Deichbruch zur Katastrophe. Die entstehende Flutwelle führt zu massiven Zerstörungen an Bauwerken und Wirtschaftsgütern und erhöht die Gefahr von zivilen Verlusten. Verschärft wird diese Situation noch dadurch, dass die Gebiete hinter den Deichen entlang der großen Flüsse Rhein und Elbe in den letzten Jahren z. T. abgesunken sind und teilweise bereits unterhalb des Mittelwasserstandes liegen (Niemeyer et al., 2005).

Die DIN 19712 führt die Möglichkeit auf, die Versagensgefahr wegen Überströmung entlang der Deiche dadurch reduziert werden kann, dass Überlaufstrecken mit erosionssicher ausgebildeter Oberfläche angeordnet werden können (DIN 19712:2013-01, 2013). Diese Methode setzt voraus, dass das überströmende Wasser in Poldern zurückgehalten wird, um die von Überflutung betroffenen Gebiete zu begrenzen. Zwar führt eine langsame Überflutung in den Poldern langfristig zu ähnlichen wirtschaftlichen Schäden, wie sie bei einem schnell steigenden Wasserspiegel verursacht würden, das primäre Ziel – die Vermeidung menschlicher Opfer – ist jedoch bei einem langsamen Wasserspiegelanstieg einfacher erreichbar. Die tatsächliche Schadenshöhe ist letztendlich auch von der Dauer, die ein Gebiet überflutet ist und der Tatsache, ob durch die Überflutung ggf. Schadstoffe mitgeführt oder ausgetragen werden, abhängig. Bei Überflutungshöhen von mehreren Metern ist dabei für die Wirtschaftsgüter in den überfluteten Gebieten in der Regel mit einem Totalverlust zu rechnen.

Als Beispiel für die Auswirkungen eines Katastrophenhochwassers kann die Hochwassergefahrenkarte des Hessischen Ried dienen (s. Abbildung 05). Sie weist, unter der Voraussetzung eines vollständigen Versagens des Hochwasserschutzes, in einigen Gebieten Überflutungshöhen von über 5 Metern aus. Insgesamt wären bei einem Ausfall des Hochwasserschutzes des Hessischen Rieds ca. 600.000 Menschen und ca. 400 km<sup>2</sup> Fläche betroffen (RP Darmstadt, 2006 und 2012).

Auf deutschem Boden zeigten u. A. die Hochwasser an Elbe, Moldau und Donau im August 2002 und an Donau, Isar und Inn im Juni 2013 die Grenzen des Menschenmöglichen. 2002 verloren im Zuge des Hochwassers 21 Personen ihr Leben und die materiellen Schäden betrugen über 9 Mrd. EUR (Bundesanstalt für Gewässerkunde, 2002). Die Schäden des Juni-Hochwassers an Donau, Isar, Inn und Elbe 2013 sind noch nicht absehbar, werden jedoch voraussichtlich in ähnlicher oder sogar größerer Höhe entstanden sein.

Eine Auswertung der Überflutungsflächen des Hochwassers von 2002 entlang von Elbe und Moldau hat ergeben, dass die überfluteten Flächen nur unwesentlich über das Verbreitungsgebiet von Auenlehmschichten hinausgehen (ARL, 2003). Diese Schichten entstanden in der Vergangenheit (in der Regel seit der letzten Eiszeit) durch Flussablagerungen und kennzeichnen so die natürlichen Überschwemmungsflächen von

Gewässern.

Zumindest im Bereich Deggendorf ist dieser Zusammenhang auch für das Hochwasser von 2013 nachweisbar.

Trotz zahlreicher Programme zur Verbesserung des Hochwasserschutzes, die nach dem Jahr 2002 begonnen wurden, kam es auch in den zurückliegenden Jahren immer wieder zu Überschwemmungen. Das Hochwasser 2013 hat jedoch auf tragische Weise aufgezeigt, dass die seit damals durchgeführten Maßnahmen nicht ausreichend waren oder die Umsetzung derart lange dauerte, dass das neuerliche Hochwasser vor dem Abschluss der Arbeiten stattfand.

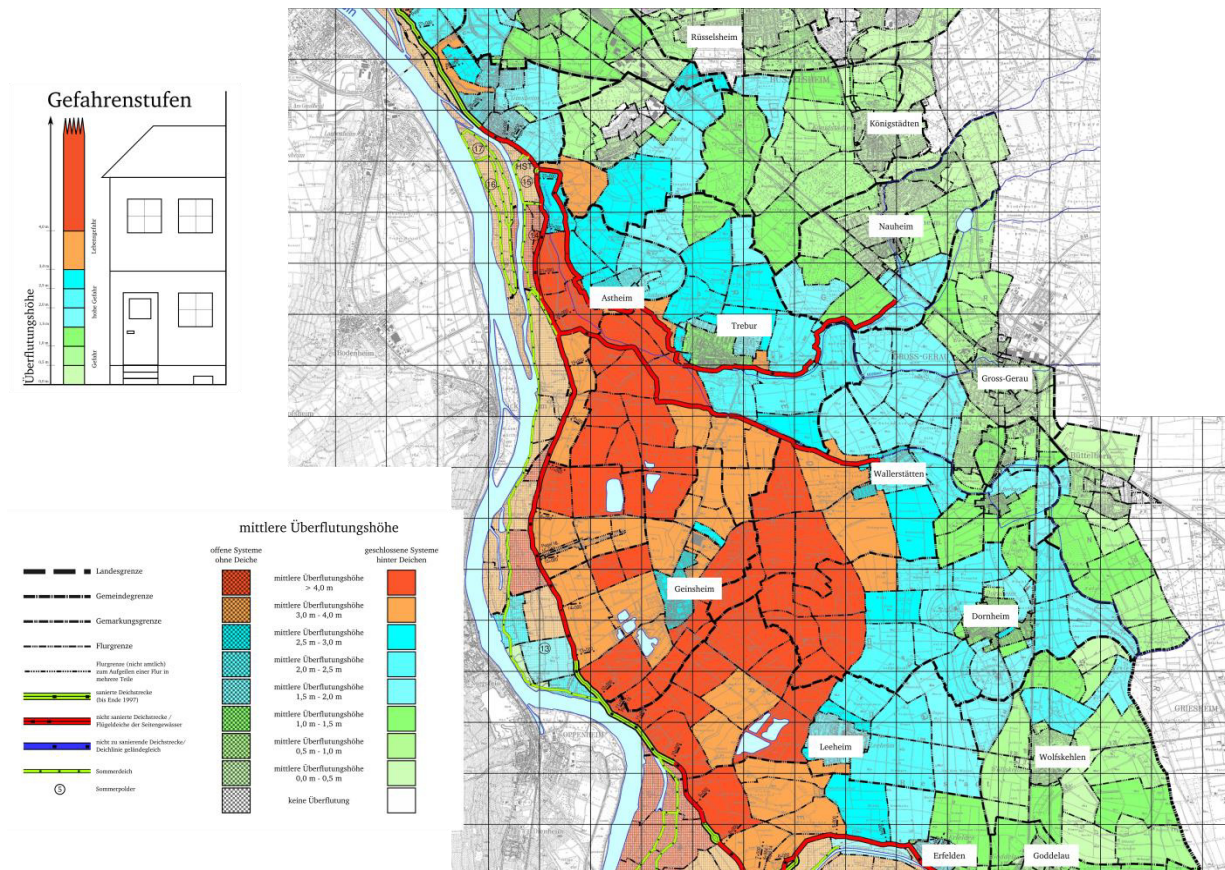


Abbildung 05: Hochwasser Gefahrenkarte Hessisches Ried (Ausschnitt Nordheim-Trebur (RP Darmstadt, 2005))

Laut der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) bestehen die wirksamsten Hochwasservorsorge- und Schutzmaßnahmen darin, vor allem in den Oberläufen der Flüsse die ehemaligen Überschwemmungsgebiete wieder nutzbar zu machen. Weitere Maßnahmen, wie der gezielte Anbau von Pflanzen mit einer hohen Interzeption, die Verbesserung der Infiltration durch den Rückbau bzw. die Verhinderung von Versiegelungen oder die Förderung von Niederschlagsversickerung von Dach- und Verkehrsflächen tragen zwar ebenfalls zur Reduzierung der Hochwassergefahr bei, beeinflussen aber vor allem bei großen Hochwassern den Hochwasserscheitel in den übergeordneten Gewässern nicht (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, 2000). Daraus lässt sich ableiten, dass auch im weiteren Verlauf der Flüsse die Nutzung der Retentionsräume die größte Auswirkung auf die Scheitelstände hat. Da die verfügbaren Flächen im Unterlauf der größeren Flüsse äußerst gering sind (entlang der ersten 500 km des Rheins leben ca. 1 Mio. Menschen in Städten mit mehr als 100.000 Einwohner, auf den letzten 500 km sind es über 4 Mio. (s. Tabelle 21 im 0)), ist eine gezielte Schaffung oder Reaktivierung von Retentionsräumen nur schwer durchsetzbar. Hinzu kommt, dass aufgrund der zahlreichen Zuflüsse eine genaue Prognose über das Auftreten der kritischen Pegelstände nicht ohne weiteres möglich ist. Diese Information ist jedoch unerlässlich, um Retentionsräume auszuweisen und die benötigten Bauwerke für die Steuerung von Polderflächen errichten zu können.



Die Nutzung dieser Polder führt lokal zu einer Entlastung im Hochwasserfall, kann aber kritische Pegelstände im Oberlauf nicht, und in größerer Entfernung im Unterlauf nur bedingt beeinflussen. Ein Beispiel für die Auswirkungen einer Polderflutung kann der nachfolgenden Abbildung 06 entnommen werden. Aufgrund von Deichbrüchen unterhalb des Pegels Deggendorf (Donau) sank der Wasserstand dort um ca. 40 cm. Diese Absenkung lässt sich auch an den nachfolgenden Pegeln (Hofkirchen [27,5 km nach Deggendorf, Fließzeit ca. 3 h] und Vilshofen [34,9 km nach Deggendorf, Fließzeit ca. 4 h]) als deutliche Wasserspiegelabsenkung nachweisen. Unterhalb des Zuflusses der Vils, am Pegel Passau [57,7 km nach Deggendorf, Fließzeit ca. 7 h], ist keine zeitlich begrenzte Absenkung mehr erkennbar. Der Fließweg, die seitlichen Zuflüsse und das günstige Abflussverhalten im Unterlauf haben die Ganglinie vergleichmäßigt.

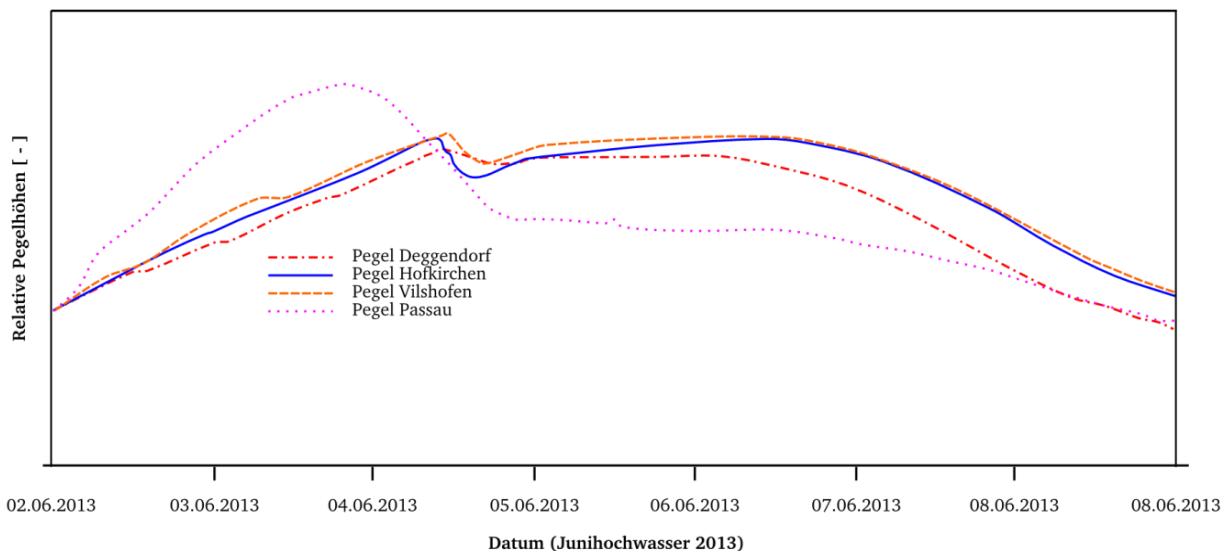


Abbildung 06: Pegelvergleich, relative Auswirkungen lokaler Entlastungen

Bereits 1980 wurde für die Deiche entlang der Emscher nach Maßnahmen gesucht, die ein schadfreies Überströmen der Deiche im Falle eines zu hohen Wasserstandes ermöglichen sollten (Stalman, 1980). Die dort aufgeführten Kriterien hinsichtlich der Anforderungen an mögliche Überströmungssicherungen sind nach wie vor gültig. Die Umbauten zur Überströmungssicherung sollten damals wie heute:

- dafür sorgen, dass der geschützte Deich der Überströmung länger standhält
- die allgemeine Standsicherheit des Deiches nicht verschlechtern
- die Sickerlinie bei normalen Belastungen nicht negativ beeinflussen
- sich in die bestehenden Deiche einbauen lassen
- die Begrünbarkeit der Deiche erhalten.

Gleichzeitig sollten durch die Umbauten möglichst geringe Kosten entstehen.

Akzeptiert wurde dabei, dass die oberen Bodenschichten, einschließlich der Begrünung, im Falle einer Deichüberströmung erodiert werden. Lediglich der Deichkern (im damaligen Fall wurden Deichkerne aus Waschbergematerial, dem Rückstandsmaterial der Kohlenwäsche, untersucht) wurde vor weitergehender Erosion geschützt, um die Standsicherheit des Deiches auch bei längerer Überströmung zu gewährleisten. Soll diese Oberflächenerosion und der damit verbundene Wiederaufbau nach einem Überströmungsereignis vermieden werden, bleiben bisher als Lösung nur massive Bauwerke, die in begrenzten Bereichen als Überstromstrecken errichtet werden. Diese lassen sich aufgrund der Oberflächenbeschaffenheit (meist Asphalt oder Beton) jedoch nur schwer in die Landschaft integrieren und wirken störend im Deichverlauf.

---

Abhilfe könnten hier Deiche mit einer Verstärkung durch Geokunststoffe schaffen. Die bisher verwendeten Verfahren und die dabei eingesetzten Geokunststoffe werden ausführlich im Kapitel 3 beschrieben. Als Vorgriff sei hier schon erwähnt, dass alle diese Methoden einen tiefen Eingriff in den bestehenden Deich voraussetzen. Sie eignen sich besser für den Neubau von Deichen oder für Sanierungen, bei denen der Deich nahezu vollständig abgebrochen und neu errichtet wird. Bisher fehlen die Möglichkeiten bzw. Nachweise der Wirksamkeit der Geokunststoffe oberflächennah und im Zuge einfacher Sanierungsmaßnahmen einzubringen und so einen kostengünstigen und wirksamen Schutz gegen Erosion zu erreichen. Das Ziel der Untersuchungen der vorliegenden Arbeit ist es, genau diese Lücke zu schließen und so mit geringen Eingriffen die Deichsicherheit langfristig und signifikant zu erhöhen.

Die erforderlichen Materialien lassen sich verhältnismäßig günstig und schnell in großen Mengen flächenhaft verlegen. Sie sind hinsichtlich der Langzeitstabilität und der Schadstofffreiheit bereits ausreichend erprobt (vergleiche z.B. Heerten et al. (2004) oder Werth et al. (2007)). Vor dem flächenhaften Einsatz ist nachzuweisen, dass durch den Einbau der entsprechenden Geotextilien der Deichkörper im Katastrophenfall wirksam vor rückschreitender Erosion geschützt werden kann. Da die Geokunststoffe durchwurzelbar sind, ermöglicht dies eine Begrünung der Deiche, wobei zu erwarten ist, dass es durch die Durchwurzelung zu einem Verbundeffekt kommt, der ein Abgleiten des Oberbodens auf dem Deichkörper verhindert, während gleichzeitig die Wurzeln der Pflanzen durch die Verankerung im Geokunststoff vor einem Ausreißen aus dem Untergrund bewahrt werden. So soll die Gesamtstandsicherheit des Oberbodens erhöht und der Deich widerstandsfähiger gegen überströmungsbedingte Erosion gemacht werden.

Zwar kann voraussichtlich auch dieser Aufbau einen Abtrag der oberen Bodenschichten bei zu großen Überströmungshöhen und den damit verbundenen hohen Scherbeanspruchungen nicht dauerhaft verhindern, aber er verschafft wertvolle Zeit, um weiterführende Deichverteidigungsmaßnahmen einleiten oder Evakuierungen durchführen zu können.

## **2.4 Instandhaltung von Deichen**

Die Landesgesetze regeln, wer für die Instandhaltung der Deiche zuständig ist, wobei diese Unterhaltungslast meist den Eigentümern zufällt (z.B. dem Bundesland Hessen). Der Unterhaltungspflichtige hat dabei die Wirksamkeit der Deiche zu erhalten und nach Beschädigungen oder Änderungen des Schutzziels zu sanieren. Die Bekämpfung von Wühltieren, die die Standsicherheit der Deiche beeinflussen können, ist in der Instandhaltungspflicht eingeschlossen (HWG, 2010).

Die Deiche werden in regelmäßigen Abständen kontrolliert (Deichschau) und der Zustand wird im sogenannten Deichbuch protokolliert (die erforderlichen Bestandteile eines Deichbuchs sind im 0 (s. Seite 119) aufgeführt). Aus Gründen der schnelleren Verfügbarkeit wird mittlerweile dazu übergegangen, die Deichbücher in elektronischer Form zu führen, um im Hochwasserfall allen Einsatzkräften die erforderlichen Unterlagen schnell zukommen lassen zu können (LfU, 2005b).

Durch die regelmäßigen Deichschauen wird sichergestellt, dass die vorhandenen Hochwasserschutzeinrichtungen jederzeit mindestens den Belastungen eines Bemessungshochwassers (s. Kapitel 2.1) standhalten.

## **2.5 Deichschäden**

Schäden an Deichen können auf vielfältige Weise auftreten, wobei einige ungefährlich für die Standsicherheit des Deiches sind, während andere zu einem schnellen Versagen des Bauwerks führen können. Dabei kann sich die Situation rasch ändern und ein vormals harmloser Sickerwasseraustritt kann zur Bedrohung für den Deich und das Hinterland werden. Aus diesem Grund ist es notwendig, die verschiedenartigen Veränderungen und Mechanismen zu kennen, die im Zuge eines Hochwassers am Deich auftreten und wirken können.

## 2.5.1 Schadensbilder am Deich

### 2.5.1.1 Sickerwasser

Da die Deiche – bis auf wenige Ausnahmen – nur im Hochwasserfall eingestaut werden, beginnt mit dem Anstieg des Wasserspiegels über den wasserseitigen Deichfuß die Durchsickerung des Deiches. Je nach Ausbildung des Deiches (Dichtung, Deichkörper, Fußfilter etc.) bildet sich im Inneren des Deiches eine Sickerlinie aus, die die Grenze zwischen dem wassergesättigten und dem „trockenen“ Teil des Deiches darstellt. Das Wasser, das durch den Deich oder in den Bodenschichten unter dem Deich in das Hinterland gelangt, wird als Sickerwasser (auch Drängewasser oder Qualmwasser) bezeichnet. Es kann flächig oder konzentriert aus dem Boden austreten oder über die Drainageleitungen im Deich ausfließen. Bei geringen Eintiefungen oder einem Aufwurf von ausgetragenen Material spricht man von einem Quelltrichter.

Das Auftreten von Sickerwasser ist ein natürlicher Prozess, der nicht zwingend einen Schaden darstellt. So gilt es als allgemein unproblematisch, wenn das Wasser in geringen Mengen und klar aus dem Boden hervortritt. Erst wenn die Fließgeschwindigkeit an der Austrittsstelle größer wird und an der Oberfläche Erosion hervorruft oder bereits trübes Sickerwasser (ein Zeichen, dass bereits unterirdisch Material erodiert wird) aus dem Boden austritt, ist von einem Schaden am Deich auszugehen.

Zusätzlich gibt die Lage der Austrittsstelle einen Hinweis darauf, ob das Sickerwasser eine Gefahr für die Standsicherheit des Deiches darstellt oder nicht. Wie in Abbildung 07 dargestellt, wird als kritische Grenze für die Höhe des Sickerwasseraustritts in den einzelnen Bundesländern die Höhe von  $H/3$  oder der Austritt oberhalb des Deichverteidigungsweges genannt (BLfW, 2003; LfU, 2005b; RP Darmstadt, 2006).

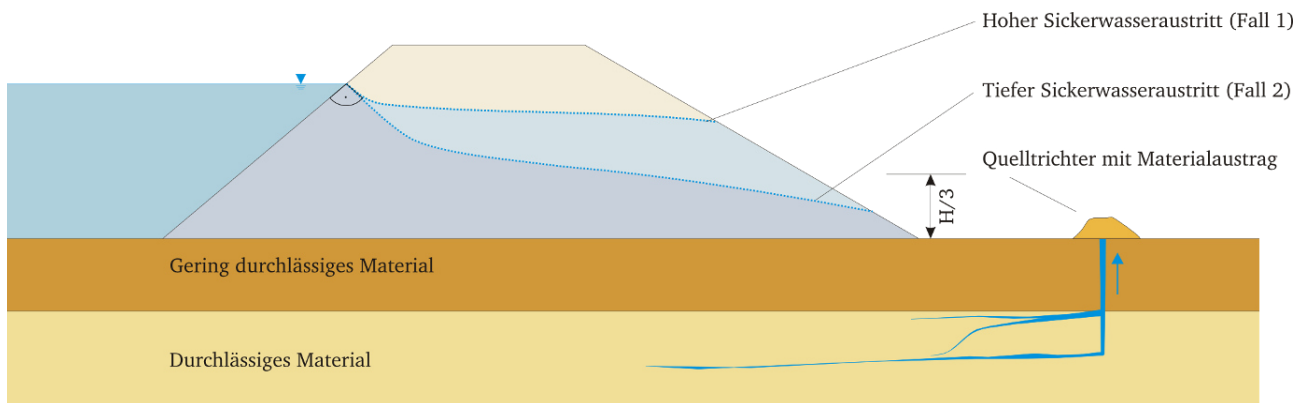


Abbildung 07: Sickerwasseraustritt und Quelltrichter (BLfW, 2003)

Generell gilt jedoch, dass auch die Stellen, an denen klares Sickerwasser auftritt, fortlaufend kontrolliert werden müssen, da es bei einer weiteren Zunahme der Fließgeschwindigkeit im Deichkörper bzw. Untergrund jederzeit zu Erosion und damit, als sichtbares Zeichen, zu einer Eintrübung des Wassers kommen kann (s. Kapitel 2.5.2). In diesem Fall sind unverzüglich Gegenmaßnahmen zu ergreifen.

- **Hinterland/Deichfuß**

Hier gilt vor allem der massive Austritt von getrübtetem Sickerwasser als Gefahr. Es ist ein Hinweis auf rückschreitende Erosion oder einen drohenden hydraulischen Grundbruch.

Wenn das Deichhinterland kein starkes Gefälle aufweist, ist auch der Austritt größerer Mengen klaren Sickerwassers als unkritisch für die Deichsicherheit zu bewerten, da das Wasser nicht schnell abfließen und dabei Erosion erzeugen kann.

- **Flanke**

Anders als im Hinterland und am Deichfuß ist auf der oberen Deichflanke austretendes Sickerwasser ein Hinweis auf eine Standsicherheitsgefährdung.

---

Zum einen weist die Deichflanke ein Gefälle auf, das zu einem schnellen Abfließen des Wassers auf der Oberfläche führt. Dies wiederum kann zur Oberflächenerosion führen, womit dieser Fall dann der Überströmung des Deiches ähnlich wird.

Des Weiteren ist ein Sickerwasseraustritt auf der Deichflanke ein Hinweis auf eine sehr hohe Sickerlinie im Deich. Demnach stehen große Teile des Deiches unter Auftrieb, was die Gesamtstandsicherheit hinsichtlich Grundbruch, Aufschwimmen und Gleiten des Deiches erheblich reduziert.

#### **2.5.1.2 Verformungen**

Anders als das Sickerwasser, bei dem die Gefahr für den Deich immer von der Art und der Menge des austretenden Wassers abhängt und individuell beurteilt werden muss, stellen Verformungen am Deich immer eine unmittelbare Gefahr für die Standsicherheit dar, und müssen entsprechend schnell gesichert werden.

- **Setzungen/Sackungen**

Außerhalb der natürlichen Setzung in Folge der Konsolidierung des Bodens (vor allem in der ersten Zeit nach der Errichtung eines Bauwerks) treten Setzungen oder Sackungen als Folge von Erosion oder nach dem Einsturz von Vegetationshohlräumen oder Wühltiergängen auf (Haselsteiner, 2003). Sie führen zu einer lokalen oder großflächigen Änderung der Bauwerkshöhe. Während geringfügige Veränderungen auf der Deichflanke ggf. noch toleriert werden können, stellt eine Reduzierung der Kronenhöhe eine unmittelbare Gefahr für den Deich dar. Liegt die Deichkrone nunmehr unter dem Bemessungshochwasserstand ( $HW_B$ ), kann es zu einer Überströmung des Deiches kommen. Diese Überströmung ungeschützter Deiche führt gemeinhin zu einem schnellen Versagen des betroffenen Deichabschnitts.

- **Kolke**

Kolke sind Vertiefungen infolge lokaler Erosion. Ausgelöst werden diese durch eine lokale Erhöhung der Fließgeschwindigkeit, durch Sekundärströmungen oder die Energieumwandlung im Zuge eines Wechselsprungs (Dissipation). Dies kann durch eine gefällebedingte Änderung der Fließgeschwindigkeit oder durch die Turbulenzen beim Umspülen eines Hindernisses geschehen. Auf der Landseite treten Kolke in der Regel nur am Böschungsfuß und als Folge einer bereits erfolgten Überströmung auf (Zweschper, 2003).

- **Rutschungen**

Eine Rutschung stellt das Abgleiten von Teilen des Deiches entlang einer Trennfuge (geotechnisch: ebene Gleitfuge) dar (Kolymbas, 2008). Diese Fuge kann im Deichaufbau selber begründet liegen, wenn der Deich nicht homogen aufgebaut wurde und die Verbindung der einzelnen Schichten oder Bestandteile des Deiches nicht ausreichend dimensioniert oder hergestellt wurde. Häufige Fälle sind z. B. das Abgleiten von Vegetationsschichten auf Geotextilien oder das Gleiten entlang der Schichtgrenze der gesättigten zur ungesättigten Bodenzone.

- **Risse**

Risse stellen gemeinhin einen Vorläufer der Rutschung dar oder kennzeichnen Bereiche, an denen der Boden aufgrund von Austrocknungsvorgängen so weit geschrumpft ist, dass es zu einer Rissbildung kommt (Westrich et al., 2003). Hier besteht die Gefahr, dass die Böschung unterhalb der Risse abrutscht, oder dass die Durchlässigkeit des Deiches durch die Risse signifikant verändert wurde.

- **Erosion**



---

Erosion bezeichnet allgemein den Materialtransport durch Luft oder Wasser. Der Begriff der Erosion umfasst sowohl das phänomenologische Schadensbild, als auch den physiologischen Vorgang – als Ursache für Deichschäden – im Kapitel 2.5.2.

Ein Schadensbild ist die rinnenförmige Erosion, die auf der Krone und den Flanken des Deiches auftreten kann (als Folge massiver Niederschläge, einer Überströmung oder von hoch auf der Böschung austretendem Sickerwasser). Das Abtragen von Oberflächenbefestigungen durch strömendes Wasser wird ebenfalls als Erosion bezeichnet. Generell ist trübes (Sicker-)Wasser ein Hinweis auf Erosionsprozesse. Erosion breitet sich in vielen Fällen entgegen der Strömungsrichtung aus. Dieser Vorgang wird als rückschreitende Erosion bezeichnet (DWA, 2011).

- **Gleiten**

Wird die gesamte Lage des Deiches oder eines Deichabschnittes verändert (die Deichlinie bekommt einen seitlichen „Knick“), ohne dass der betroffene Teil unmittelbar versagt, liegt ein Gleiten des Deichkörpers vor. Diese Verschiebung erfolgt häufig entlang der Aufstandsfläche, wenn die aus der Auflast und der Sohlbeschaffenheit resultierende Sohlreibung den horizontal angreifenden Kräften – im Fall von Deichen ist dies der Wasserdruck – nicht widerstehen kann (Kolymbas, 2008). Die Gefahr für den Deich besteht darin, dass an den Knickstellen Wasserwegsamkeiten entstehen, die im Weiteren zu einem Versagen des Deiches führen.

- **Hydraulischer Grundbruch**

Ein Hydraulischer Grundbruch deutet sich oft durch Hebungen der Oberfläche an. Diese Hebungen sind ein Zeichen dafür, dass Teile des Bodens aufgrund des durchströmenden Wassers gewichtslos werden (Kolymbas, 2008). Diese Bereiche sind nicht mehr belastbar und können schlagartig versagen.

## **2.5.2 Ursachen für Deichschäden**

### **2.5.2.1 Erosion**

Deiche sind als Bauwerk den Elementen dauerhaft ausgesetzt. Kommt es dabei aufgrund verschiedenartiger Belastungen zur Umlagerung von Material, so wird dies gemeinhin als Erosion bezeichnet, ohne die einzelnen Bereiche des Materialab- und Materialauftrags (Umlagerung) oder die Abtragsform (s. unten) zu unterscheiden. Die Ursachen und Mechanismen der Erosion sind im Folgenden beschrieben und z.B. bei Kern (1995) dargestellt.

Erosion kann flächenhaft (in diesem Fall spricht man von Denudation), linienhaft an der Oberfläche oder tunnelartig im Untergrund erfolgen. Zwangsläufig führt der Materialabtrag an einer Stelle zu einem Materialauftrag (Akkumulation) im weiteren Verlauf des Abstroms wobei beide Bereiche nicht direkt angrenzen sein müssen.

Bei der Denudation wird Material über größere Flächen gleichmäßig abgetragen, wobei sich keine markanten Vertiefungen feststellen lassen.

Bei der linienhaften Erosion kommt es zu einer Konzentration des abfließenden Wassers entlang eines Pfades. Dies kann aufgrund einer geringen Vorschädigung des Deiches oder lokaler Unebenheiten der Deichoberfläche geschehen. Durch die Konzentration des Abflusses kommt es im Folgenden lokal zu höheren Fließgeschwindigkeiten, was höhere Schleppspannungen und die Erosion größerer Bodenteile bedingt. Dabei besteht die Gefahr, dass sich dieser Prozess immer weiter fortsetzt und beschleunigt. Die extreme Ausbildung ist die rückschreitende Erosion, bei der sich die Strömungsrinne entgegen der Fließrichtung immer weiter vertieft (engl. downcutting oder downward erosion). Bei Deichen kann dies letztendlich zu einer Breschenbildung führen.

---

Die tunnelartige Erosion im Untergrund führt zur Ausbildung von Stromröhren (engl. piping). In diesen kann das Wasser mit abnehmendem Widerstand fließen, da durch die Erosion die Fließbedingungen innerhalb der Röhre zunehmend verbessert werden. Als Ausgangsort für diese Art der Erosion können z.B. Wühltiergänge oder Hohlräume verrotteter Wurzeln dienen (Armbruster-Veneti, 1999). Durch die Umlagerung von Material im Boden (bei Böden mit hoher Ungleichförmigkeit oder an Schichtgrenzen) können sich diese Stromröhren auch auf natürlichem Wege bilden (s.u.).

#### **Initiale:**

##### **Regen**

Regen erzeugt auf zwei unterschiedliche Arten die Ablösung und den Abtransport von Bodenmaterial. Durch den Aufprall der Tropfen auf den Boden wird Material gelöst, das durch das abfließende Wasser entlang des Gefälles der Oberfläche transportiert wird. Während der Aufprall des Regens auf eine ungeschützte (ein bedeckender Bewuchs ist als Schutz meist ausreichend) Oberfläche meist zu einer flächenhaften Erosion führt, steigt mit zunehmendem Gefälle die Gefahr der Bildung von Erosionsrinnen durch das ablaufende Wasser. Die Erosion aufgrund ablaufenden Wassers kann zwar durch eine Vegetationsdecke reduziert werden, die Gefahr der Bildung von Erosionsrinnen zwischen den einzelnen Pflanzen besteht jedoch weiter.

##### **Wind**

Wind verursacht vor allem Erosion auf leichten, rolligen Böden. Beim sogenannten äolischen Transport werden die obersten Bodenschichten vom Wind abgetragen. Die Winderosion kann bei Deichen aufgrund der eingesetzten Bodenarten und der gesetzlich geregelten Deichpflege des Bewuchses meist vernachlässigt werden. Lediglich bei Neubauten oder nach Sanierungen besteht die Gefahr, dass der Oberboden – und mit ihm die Ansaat – auf diesem Weg erodiert wird.

##### **Überströmung**

Die Überströmung eines Deiches stellt eine extreme Belastung für die Deichoberfläche dar. Da die Deichkrone nie vollkommen eben ausgeführt ist, kommt es von Beginn an zu einer Konzentration des Abflusses an der bzw. den tiefsten Stelle(n). Zu beachten ist auch, dass die Belastung bei einer Deichüberströmung über einen langen Zeitraum erfolgen kann. Die Gefahr eines Deichversagens ist so groß, dass in den Handlungsempfehlungen zur Deichverteidigung geraten wird, den Deich in den betroffenen Bereichen sofort zu räumen und Vorbereitungen zu einer Evakuierung des Hinterlandes zu treffen (LfU, 2005b). Die Sediment-Transportvorgänge als Folge einer Deichüberströmung werden im Kapitel 4 ausführlich behandelt.

##### **Kontakterosion**

Bei der Kontakterosion kommt es zu Materialumlagerungen entlang einer Schichtgrenze von feinkörnigem zu grobkörnigem Material. Dabei werden die feinkörnigen Bodenteile durch das Wasser in das grobe Material transportiert (s. Abbildung 08). Das Bodenvolumen im feinkörnigen Bereich nimmt ab, was zu Setzungen führen kann. Diese können langsam und kontinuierlich erfolgen, es kann jedoch auch zu schlagartigen Setzungen kommen, wenn Hohlräume im Material kollabieren.

##### **Suffosion**

Bei der Suffosion (Abbildung 09) werden die feinen Bodenbestandteile vom strömenden Wasser abtransportiert, während die größeren Bodenteile am Ort verbleiben (DWA, 2011). Reicht die Gefügestabilität des Grobkornes aus, um das Eigengewicht des Bodens und ggf. das Gewicht einer Auflast zu tragen, sind keine direkten Setzungen zu beobachten. Insgesamt wird durch die Suffosion jedoch die Tragfähigkeit des Bodens reduziert. Darüber hinaus steigt bei einem sich vergrößernden

Porenanteil auch die Strömungsgeschwindigkeit und damit die Strömungskraft im Untergrund. Dadurch vergrößert sich die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs.

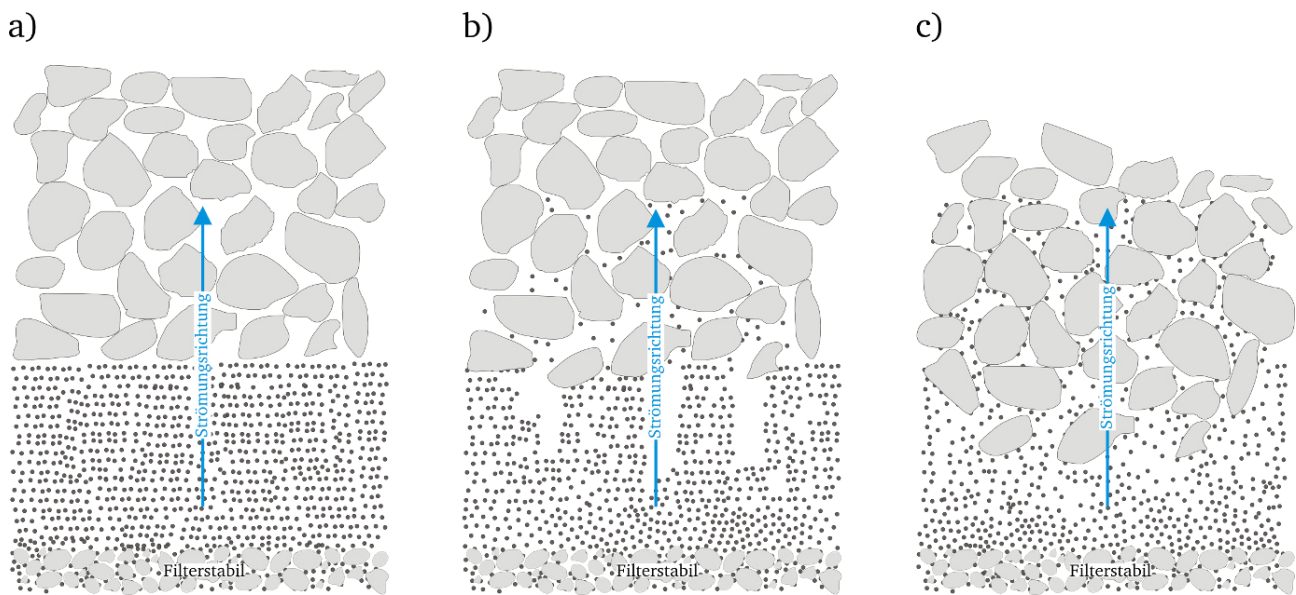


Abbildung 08: Schematischer Ablauf einer Kontakterosion (zeitlicher Fortschritt von links nach rechts)

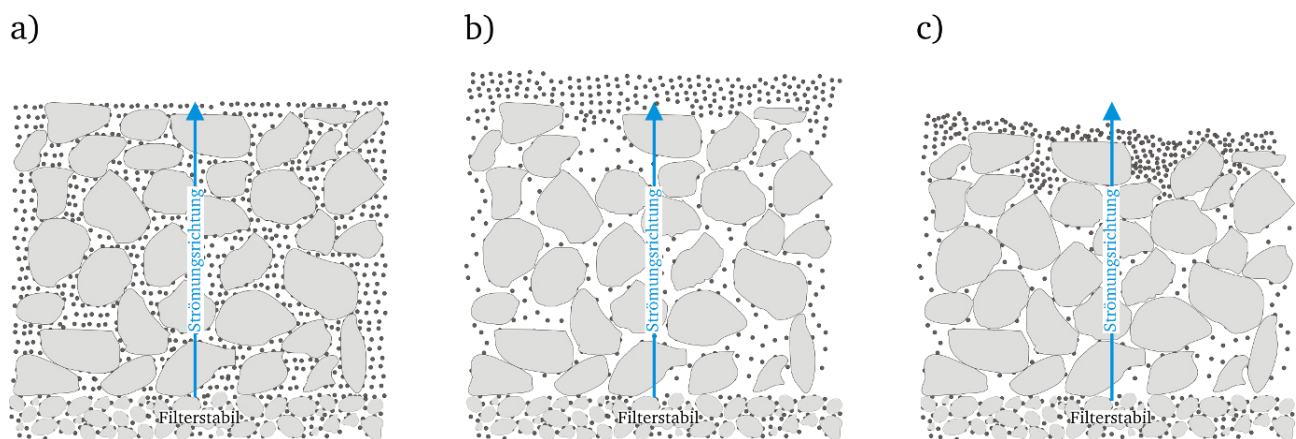


Abbildung 09: Schematischer Ablauf von Suffosion (zeitlicher Fortschritt von links nach rechts)

#### 2.5.2.2 Bewuchs

Bewuchs, abgesehen von regelmäßig gepflegtem Deichrasen, stellt auf verschiedene Weise eine Gefahr für die Standsicherheit von Deichen dar. Abhängig von der Art der Vegetation sind die möglichen Schäden jedoch verschieden.

Befinden sich Bäume auf dem Deich oder in der unmittelbaren Nähe des Deichfußes, so besteht die Gefahr, dass im Falle eines Windwurfs, die ausreißenden Wurzeln den Deich oder die dichtenden Schichten im Hinterland schwächen. Dies erhöht die Gefahr für Rutschungen, rückschreitende Erosion und hydraulischen Grundbruch. Hinzu kommt, dass die verrottenden Wurzeln abgestorbener Bäume Hohlräume im Untergrund hinterlassen. Diese können als Ausgangspunkt für Stromröhren („Piping“) dienen (s. Absatz 3 im Kapitel 2.5.1).

Buschwerk oder kleine Bäume mit breiter Krone beschatten den Boden und können so die Ausbildung einer geschlossenen Rasenfläche verhindern. Auf den so ungeschützten Flächen kann im Falle von Starkregen oder

---

einer Deichüberströmung der Boden ungehindert erodiert werden. Zusätzlich bietet diese Art der Pflanzen Kleintieren Schutz vor Greifvögeln. Dies erhöht die Gefahr, dass Wühltiere ihre Gänge in den Deich graben, die ihrerseits als Ausgangsort unterirdischer Erosion dienen können (s. o.).

#### 2.5.2.3 Eisgang

Treibendes Eis kann im Falle eines Hochwassers massive Schäden an den Deichen anrichten. Dabei „schälen“ die Schollen die Wasserseite der Deiche ab. Dies kann entweder einen direkten Einfluss auf die Standsicherheit des Deiches haben (reduziertes Gewicht, Gefahr weiterer Rutschungen), oder die Durchlässigkeit des Deiches und damit die Sickerwassermenge erhöhen und die Sickerlinie im Deich – mit allen damit verbundenen negativen Folgen – anheben.

Wenn sich die treibenden Eisschollen an Engstellen verkeilen, kann der Fließquerschnitt eines Gewässers signifikant eingeschränkt werden. Dies führt zu einem Anstieg des Wasserspiegels und so zu einer erhöhten hydrostatischen Belastung des Deiches. Im schlimmsten Fall führt die Anhebung des Wasserstandes zur Deichüberströmung.

#### 2.5.2.4 Tiere

Bis auf wenige Ausnahmen sind Tiere generell vom Deich fern zu halten, wobei die durch sie verursachte Schädigung auf unterschiedliche Weise erfolgt.

Während Wühltiere mit Ihren Gängen die Gefahr von Erosionsröhren im Boden erhöhen (s. o.), können größere Tiere aufgrund ihres Gewichts zu einer Beschädigung der Oberfläche und der Vegetationsdecke führen. Dies begünstigt die Ausbildung von Erosionsrinnen durch ablaufendes Regenwasser und bei Deichüberströmungen.

Als Ausnahme ist die Beweidung von Deichen mit Schafen zu nennen. Bei ausreichend flacher Neigung der Deichböschung verdichten diese den Untergrund mit ihren Hufen (Vertreten von Wühlтиergängen) und halten gleichzeitig die Höhe der Vegetation gering. Bei Flussdeichen ist die Böschungsneigung jedoch in der Regel so steil, dass auch Schafe einen größeren Schaden als Nutzen bringen. Entsprechend erfolgt die Beweidung vornehmlich auf den flacher geneigten Deichen entlang der Küsten.

### 2.5.3 Maßnahmen bei Deichschäden

Jeder aufgetretene Schaden an einem Deich muss möglichst umgehend behoben oder zumindest gesichert werden. So wird verhindert, dass sich der Schaden weiter ausbreitet und die Standsicherheit des Deiches beeinträchtigt wird. Nach Ablauf der Hochwasserwelle müssen die Schäden ausgebessert oder der Deich grundlegend restauriert werden. Beim Einsatz der Sofortmaßnahmen muss darauf geachtet werden, dass die Gesamtstandsicherheit des Deiches nicht negativ beeinflusst werden darf.

#### **Dichten**

Ein Abdichten des Deiches darf generell nur auf der Wasserseite des Deiches erfolgen, da beim Aufbringen auf der Landseite die Gefahr besteht, dass sich im Deichkern Sickerwasser aufstaut, und von innen gegen die Böschung drückt. Dies kann zu einem Versagen der landseitigen Böschung führen. Sinnvoll ist es nur, wenn die Lage einer Schadstelle genau verortet werden kann und deren Größe ein vollständiges Abdecken ermöglicht. Zum Einsatz kommen dabei Lecksegel aus Kunststoffdichtungsbahnen (KDB, s. Kapitel 3).

Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass der Nutzen von aufgebrauchten Folien und Lecksegeln, wenn überhaupt, nur in einem sehr begrenzten Rahmen und unter sehr speziellen Voraussetzungen nachweisbar ist (Brauns & Bieberstein, 2003).

#### **Erhöhen**

---

Mit einer temporären Erhöhung des Deichs soll eine drohende Überströmung des Deiches aufgrund zu hoher Wasserstände abgewandt werden. Die Erhöhung des Deiches muss auf der Wasserseite vorgenommen werden und kann mittels einer Sandsackbarriere, einer abgedichteten Materialschüttung oder anderer Systeme erfolgen. Wichtig ist dabei, dass die Erhöhung des Deiches genau geprüft werden muss, da sie eine Veränderung des statischen Systems zur Folge hat (höherer Wasserdruck, steigende Sickerlinie, stärkere Durchströmung des Deiches). Eine Erhöhung sollte nicht mehr als 0,5 m betragen (RP Darmstadt, 2006).

### **Auflast und Auflastfilter**

Eine Auflastsicherung des Deiches dient zur Verbesserung der Standsicherheit durch die Erhöhung der Widerstandsseite. Sie kann entweder am Deichfuß, der Deichflanke oder im Hinterland erfolgen, je nach dem, welcher Versagensmechanismus als kritisch bewertet wurde. Je nach Lage und Beschaffenheit der eingesetzten Sicherungsmaßnahmen wirken diese gegen Gleiten, Aufschwimmen, Grundbruch, Böschungsbruch oder Materialaustrag. Die Auflast kann aus Sandsäcken, Sandcontainern oder Materialschüttungen bestehen, darf aber in keinem Fall eine dichtende Wirkung auf den Deich haben. Daher ist es ggf. erforderlich, eine Filterschicht zwischen dem Boden und der Auflast zu installieren, um Staudruck abbauen zu können (BLfW, 2003).

Eine besondere Form der Auflast stellt der Ringdamm oder die Quellkade dar. Dabei wird um eine Sickerwasserstelle ein Damm (meist aus Sandsäcken) errichtet. Innerhalb dieses Dammes stellt sich ein Wasserstand ein, der durch den hydrostatischen Gegendruck dem Ausströmen des Wassers entgegenwirkt (Verringerung des hydraulischen Gefälles). Auch hier ist zu beachten, dass es durch das Verschließen der Austrittsstelle zu einer Änderung der Strömungsverhältnisse im Untergrund kommt, was wiederum zu einem Sickerwasseraustritt an anderer Stelle führen kann.

### **Auffüllen**

Das Auffüllen von Deichschäden erfolgt als temporäre Sicherung bereits aufgetretener Schäden, um die Standsicherheit wiederherzustellen oder eine Ausbreitung der Schäden zu verhindern.

Für die Auffüllungen können prinzipiell die gleichen Mittel eingesetzt werden wie für eine Auflast am Deich und auch hinsichtlich der Vermeidung einer dichtenden Wirkung sind dieselben Regeln zu beachten.

Bei Schäden auf der Wasserseite (z.B. aufgrund von Rutschungen oder nach Abschälungen durch Eisgang) können zusätzlich noch so genannte Senkbäume (auch Raubäume) zum Einsatz kommen. Diese werden beschwert, damit sie absinken und an der Schadstelle verankert. Durch das Astwerk wird die Fließgeschwindigkeit reduziert und das Ablagern von Sedimenten gefördert.

### **Filtern**

Das Aufbringen eines Filters ist sinnvoll, wenn es zu sickerwasserbedingter Erosion kommt. Der Filter dient dazu, das Sickerwasser druckfrei abzuführen, während das Material im Boden zurückgehalten wird. Da Filter selten statisch wirksam sind und vom austretenden Sickerwasser oder durch Unachtsamkeit leicht verschoben werden können, werden sie häufig durch eine zusätzliche Auflast beschwert. Ein Filter sollte eher zu grob bemessen sein, damit eingelagertes Feinmaterial nicht zu einer Herabsetzung der Filterwirkung – bis hin zu einem dichtenden Effekt – führen kann. Dies kann zwar die Wirksamkeit gegen Materialaustrag reduzieren, ist aber für die Gesamtstandsicherheit des Deiches ungefährlich und daher einer optimalen Filterwirkung vorzuziehen.



### 3 Geokunststoffe im Deichbau

#### 3.1 Einsatzgebiete im Deichbau

Geokunststoff ist ein Produkt „bei dem mindestens ein Bestandteil aus synthetischem oder natürlichem Polymerwerkstoff hergestellt wurde, in Form eines Flächengebildes, eines Streifens oder einer dreidimensionalen Struktur, das bei geotechnischen und anderen Anwendungen im Bauwesen im Kontakt mit Boden und/oder anderen Baustoffen verwendet wird“ (DIN EN ISO 10318, 2006).

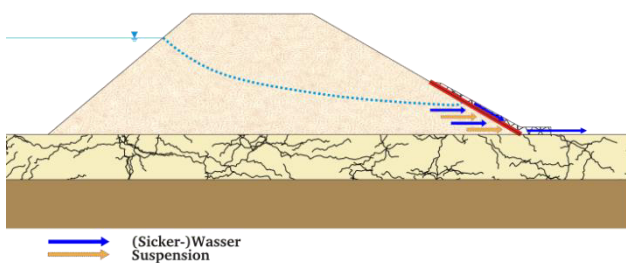
Vergleicht man die Produktblätter der einzelnen Hersteller, so werden diese Geokunststoffe hauptsächlich aus Polypropylen (PP), Polyethylen (PE; meist Polyethylen mit hoher Dichte: PE-HD) und Polyester (PET) hergestellt.

Im Deichbau sind vor allem die folgenden Funktionen von Bedeutung:

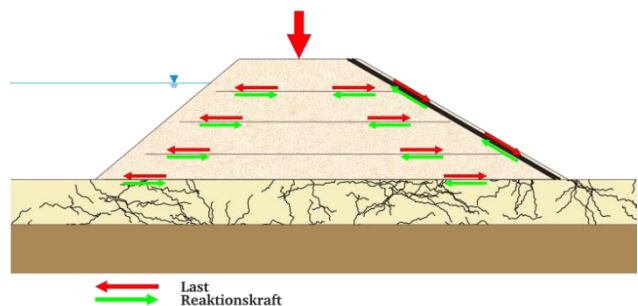
- **Dränen**  
Sammeln und Abführen von Sickerwasser im Bereich des Deichfußes oder im Deichseitengraben.
- **Filtern**  
Druckfreies Abführen von Wasser, während Bodenteilchen zurückgehalten werden.
- **Bewehren**  
Erhöhung der mechanischen Belastbarkeit des Deiches.
- **Dichten**  
Verminderung des Eindringens von Sickerwasser in den Deich bzw. der Durchsickerung des Deiches.
- **Erosionsschutz**  
Erhöhung der Reibung der einzelnen Bodenschichten untereinander. So kann einem Abrutschen der einzelnen Schichten entgegengewirkt werden.

Im Deichbau kommen verschiedene Produkte aus mehreren Produktgruppen zum Einsatz. Abbildung 10 zeigt einen Überblick über die häufigsten Einsatzgebiete.

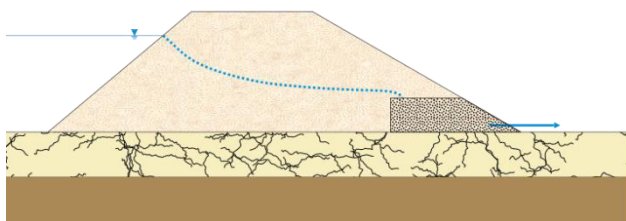
**Dränen**



**Bewehren / Erosionsschutz**



**Filtern**



**Dichten**

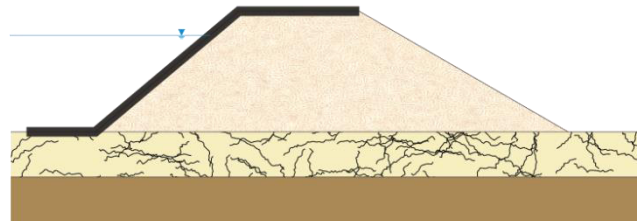


Abbildung 10: Einsatz von Geokunststoffen im Deichbau

---

## 3.2 Verarbeitungsformen und Produkte im Deichbau

Im Deichbau sind vor allem die folgenden Produktgruppen im Einsatz:

### **Geotextilien (Vlies)**

Im Deichbau werden Geotextilien meist flächenhaft in Form eines Vliesstoffes eingesetzt. Dieser ist durchlässig und dient zum Trennen zweier Bodenschichten und kann darüber hinaus auch als Filter wirken. Geotextilien bestehen vielfach aus verschiedenen Elementen (z. B. Garn, Fäden oder Fasern), die durch unterschiedliche Verfahren (z. B. vernadeln, vernähen, verkleben, verweben) verfestigt werden können.

### **Geogitter**

Geogitter entstehen durch das Verbinden oder Verflechten einzelner Zugelemente oder durch Extrusion. Sie zeichnen sich durch die Regelmäßigkeit der offenen Struktur aus. Durch ihren Einsatz kann die mechanische Belastbarkeit der Deiche erhöht werden, wodurch steilere Böschungsneigungen (bis hin zu senkrechten Wänden) realisiert werden können oder die Sicherheit gegen Böschungsbruch erhöht wird.

### **Geomatten**

Geomatten dienen im Deichbau vor allem der Dränage und dem Erosionsschutz. Sie bestehen aus einzelnen Kunststoffdrähten und weisen eine offene und deutlich räumliche Struktur auf. Die Matten können einlagig ausgeführt sein, verbreitet sind jedoch auch mehrlagige Systeme mit einer Trennlage und ggf. zusätzlichen Decklagen (entweder als Trägerlage ohne zusätzliche Funktion oder z. B. ein Vliesstoff für eine Funktionskombination der Matte).

### **Dichtungsbahnen (geosynthetische Kunststoff- (KDB) oder Tondichtungsbahn (TDB))**

In der Funktion gleich, unterscheiden sich geosynthetische und Kunststoff- oder Tondichtungsbahnen (Bentonitmatte) grundlegend im Wirkungsprinzip.

Die Kunststoffdichtungsbahn besteht vollständig aus Polymer, das auch die Funktion des Abdichtens übernimmt. Die Tondichtungsbahn (Bentonitbahn) nutzt hingegen die Polymerschichten nur als Träger und zum Einschluss einer Schicht aus Natrium- oder Calciumbentonit. Das Bentonit quillt unter Wasserzutritt auf und bildet durch den Quelldruck gegen die Kunststofflagen eine wirksame Dichtung. Der Vorteil der geosynthetischen Tondichtungsbahn liegt in der höheren mechanischen Belastbarkeit und einer gewissen „Selbstheilung“ indem die eingeschlossenen Tonmineralien mehrere Quell- und Schrumpfzyklen überstehen können, ohne dass die Dichtungswirkung signifikant beeinflusst wird (Heerten et al., 2004).

Eine Sonderform der Tondichtungsbahnen stellt dabei eine ballastierte Matte dar, die zusätzlich zur dichtenden Schicht noch eine zweite mineralische Schicht zur Beschwerung der Matte enthält. Diese sorgt für bessere Verlegeeigenschaften (schnelleres Absinken) unter Wasser und eine höhere Lagestabilität (größerer Widerstand gegen Aufschwimmen, größerer Widerstand gegen laterale Strömung aufgrund der höheren Reibung auf dem Untergrund durch das größere spezifische Gewicht).

## 3.3 Befestigungskonzepte von Geokunststoffen im Deichbau

Im Deichbau können die eingesetzten Verlegesysteme grob in zwei Arten unterteilt werden, die sich nach der Form der Befestigung und des Lastabtrags unterscheiden:

- offene Systeme und
- geschlossene Systeme.

Bei **offenen Systemen**, wie dem böschungsp parallelen Verlegen der Bahnen, erfolgt der Lastabtrag überwiegend über die Rückverankerung mittels einer Kroneneinbindung (Auflastgraben oder tiefe Einbindung auf der gegenüberliegenden Seite) oder über eine flächenhafte Fixierung (Vernagelung) der Bahnen auf dem Deichkörper. Über die Reibung der Kunststoffe auf dem Untergrund werden zwar ebenfalls Teile der Last abgetragen, diese sind jedoch gegenüber den Anteilen aus der Fixierung vernachlässigbar klein.

**Geschlossene Systeme** bezeichnen eine Verlegeweise, bei der das Deichmaterial durch eine tiefe Rückverankerung, ein Umschlagen der Bahnen oder durch den Einsatz von röhrenartigen Containern vollständig zur Böschung hin umschlossen ist. Dabei ist es möglich, den Deichkörper großflächig aus mit Geokunststoffen bewehrtem Material herzustellen oder nur die böschungsnahen Bereiche zu bewehren.

Einen schematischen Überblick über mögliche Verlegearten von Geokunststoffen gibt Abbildung 11. Dabei ist zu beachten, dass durchaus Kombinationen oder Variationen der gezeigten Möglichkeiten zum Einsatz kommen können.

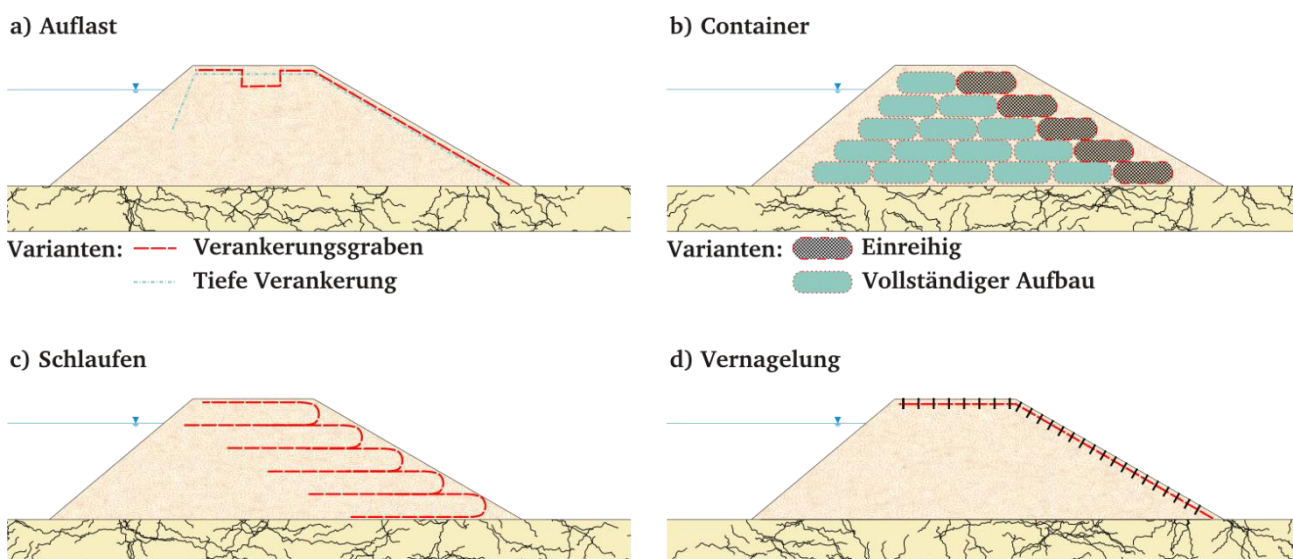


Abbildung 11: Befestigungsarten von Geokunststoffen (überhöhte Darstellung); a) Verankerung durch Auflast, b) Container, c) Schlaufen, d) Vernagelung (nach DGGT (2010))

Die Wahl des Befestigungskonzepts richtet sich nach der erwarteten Belastung des Deiches.

Bisher wurden böschungsp parallele Bahnen vor allem zur Erhöhung des Gleitwiderstandes des Oberbodens auf dem Deichkörper eingesetzt, da von ihnen in der Regel keine statische Verbesserung des Deichkerns ausgehen kann (Erosionsschutzmatte), während Schlaufen und Container genutzt wurden, um die Tragfähigkeit des Deiches zu erhöhen. Beide Systeme ermöglichen so eine Erhöhung der Böschungsneigung bei gleichbleibender Stabilität. Schlaufen- und Containerkonstruktionen erhöhen – bei der richtigen Wahl der eingesetzten Produkte – zusätzlich den Widerstand des Deiches gegen Erosion im Falle einer Überströmung (Haselsteiner, Mett, et al., 2007).

Aus Abbildung 11 wird auch ersichtlich, dass der Einbau von Geokunststoffen in einem geschlossenen System massive Eingriffe in die Deichstruktur erfordert. Diese Systeme sind demnach vor allem beim Neubau oder der grundlegenden Sanierung von Deichen geeignet, während böschungsp parallele Bahnen mit geringem Aufwand eingebaut werden können (lediglich die Vegetationsschicht muss erneuert werden).



---

Bisher nicht berücksichtigt wurde die Vegetationsdecke in Verbindung mit oberflächennahen Geotextilien. So erfolgt die Bemessung „auf der sicheren Seite“, da eventuelle Vorschäden an der Vegetation oder die Auswirkungen der Vegetationszyklen nur schwer in einem Bemessungsmodell erfasst werden können.

Zwar wurden in der Vergangenheit bereits Versuche zur Überströmungssicherheit von Grasflächen durchgeführt (Hewlett, 1987) und es existieren auch Klassifizierungsmerkmale für die Qualität von Rasen (Finnern et al., 2005; Hofmanns et al., 2008), jedoch führte dies bisher nicht zur Entwicklung von allgemeingültigen Handlungsempfehlungen oder technischen Vorschriften bzw. Bemessungsregeln.

### **3.4 Befestigungsmittel für Geokunststoffe**

Die folgenden Befestigungsmittel für Geokunststoffe kommen im Deichbau überwiegend zum Einsatz:

#### **Bodennägel**

Die Bodennägel dienen zur Lagesicherung der Geokunststoffe beim Erstellen der Böschung oder als zusätzliche Sicherung, um ein Abheben der Geokunststoffe vom Deichkern zu verhindern. Sie kommen dann zum Einsatz, wenn davon auszugehen ist, dass der überdeckende Oberboden, der im „normalen Betriebsfall“ durch seine Auflast die Geokunststoffe flächig an die Böschung presst und lagestabil hält, erodiert wird oder noch nicht angedeckt wurde.

Erste eigene Versuche an einem naturmaßstäblichen Versuchsdeich haben gezeigt, dass ohne Überdeckung selbst ein Vernagelungsraster von 1x1 m mit einem zusätzlichen Nagel in der Mitte des Feldes (womit das Raster effektiv auf einen Nagelabstand von 0,5 m x 0,71 m sinkt) nicht ausreicht, um den Liftkräften des Wassers auf den Geokunststoff zu widerstehen (Kubetzek et al., 2009).

Bei den eingesetzten Bodennägeln handelt es sich in der Regel um Baustahl, der entweder U-förmig gebogen und so eingeschlagen wird, dass z.B. mehrere Stäbe eines Geogitters unter dem Steg liegen oder es werden gerade Nägel verwendet, bei denen die Übertragung der Haltekraft mittels Kopfplatten auf den Geokunststoff erfolgt.

Die Bodennägel halten dabei über die Mantelreibung des Stahls im Untergrund (Herauszieh Widerstand; orthogonale Belastung) oder über den Erddruck (Scherbeanspruchung; laterale Belastung). Die Länge und der Durchmesser der Bodennägel richten sich nach der erforderlichen Haltekraft und der Beschaffenheit des Untergrundes.

Aufgrund der großen Zahl erforderlicher Bodennägel (s. o.) und der nur temporären Belastung derselben, kommen verpresste Bodennägel aus Gewindestahl mit aufgeschraubten Kalottenplatte (Systeme beispielsweise von DYWIDAG) nicht zum Einsatz.

Ein Nachteil der Bodennägel aus Baustahl ist ihre Anfälligkeit für Korrosion. Die alleinige Befestigung mittels derartiger Bodennägel ist daher nicht als dauerhaft zu betrachten.

#### **Rückverankerung und tiefe Einbindung**

Bei der Rückverankerung werden die an der Böschung auftretenden Kräfte über den Geokunststoff selbst in den Deichkörper übertragen. Die Last des überdeckenden Bodens muss dabei verhindern, dass die Geokunststoffbewehrung aus dem Boden herausgezogen wird oder der Bodenkörper selbst aufgrund der übertragenen Lasten versagt (z. B. Abscheren der Krone bei einem falsch dimensionierten Verankerungsgraben). Die rechnerischen erdstatischen Nachweise für diese Art der Verankerung wurden von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik erarbeitet und herausgegeben (DGGT, 1997).

#### **Wurzeln**

Die Durchwurzelung von Böden hat einen deutlichen Einfluss auf die Bodenparameter. Vor allem der Zusammenhalt des Bodens kann durch die Wurzeln maßgeblich verbessert werden, wie Experimente

---

an der TU Darmstadt gezeigt haben (Katzenbach & Werner, 2007). Diese Experimente wurden mit Birkenwurzeln durchgeführt, wobei die Kohäsion des Bodens bei einem Durchwurzelungsanteil von 27 bis 35 % mehr als verdoppelt werden konnte. Die Zugfestigkeit der Wurzeln mit einem Durchmesser von 1,5 mm konnte mit 0,25 bis 2,3 kN/cm<sup>2</sup> ermittelt werden. Da laut DIN 19712:2013-01 auf Flussdeichen kein Baumbestand zulässig ist, sind diese Ergebnisse auf den Deichbau nicht direkt übertragbar, lassen jedoch eine vorsichtige Schätzung des zu erwartenden Effekts von Wurzeln im Allgemeinen zu.

Die Zugfestigkeit von Gräsern und Kräutern wurde von Polomski und Kuhn zu 0,5 kN/cm<sup>2</sup> bis 1 kN/cm<sup>2</sup> bzw. 0,3 kN/cm<sup>2</sup> bis 6 kN/cm<sup>2</sup> ermittelt (Polomski & Kuhn, 1998). Die Differenz der Scherfestigkeit von mit Gräsern und Kräutern durchwachsenem zu undurchwachsenem Boden beträgt dabei bis zu 55 %, wobei es zu beachten gilt, dass die meisten Gräser 20 bis 50 cm tief wurzeln (Florineth, 2004). Die tatsächliche Wurzeltiefe wird jedoch im Wesentlichen von den Standortbedingungen und nicht von der eingesetzten Pflanzenart bestimmt (Polomski & Kuhn, 1998)

Nach Husicka (2003) sind vor allem eine Kombination vieler unterschiedlicher Wurzelsysteme und die Durchwurzelungsdichte maßgeblich für die Erosionssicherheit des Bodens auf einem Deich. Ist die Durchwurzelungsdichte groß genug, kann auch eine lückenhafte Grasnarbe eine hohe Erosionsfestigkeit aufweisen.

Die effektive Änderung der Bodenkennwerte ist jedoch immer maßgeblich vom eingesetzten Bodenmaterial abhängig.

---

## 4 Erosionsursachen

---

### 4.1 Hydraulische Belastung der Deichflanke während einer Deichüberströmung

Fließt Wasser über eine feste Fläche, so entstehen im Wasser immer Turbulenzen und Druckunterschiede. Diese resultieren aus der Adhäsion an den Grenzflächen der beiden Medien oder aus der Rauigkeit der Fläche. Die Adhäsion tritt dabei immer auf und ist in der Summe abhängig von der überströmten Fläche. Der Einfluss der Rauigkeit ergibt sich daraus, dass das Wasser über rauen Flächen nicht gleichförmig fließt, sondern die Unebenheiten um- bzw. überströmt werden müssen und so die Fließgeschwindigkeit lokal verändert wird. Mit zunehmender Rauigkeit tritt der Einfluss der Adhäsion immer weiter in den Hintergrund.

Durch die Druckunterschiede und die Adhäsion an den Grenzflächen wird auf die überströmte Fläche eine Kraft ausgeübt. Diese Kraft, auf die Fläche bezogen als Schubspannung oder auch Schleppspannung bezeichnet, müssen sowohl die einzelnen Elemente des Deckwerks (mikroskopische Betrachtung: Bodenmaterial, Pflanzen etc.), als auch das Deckwerk im Ganzen (makroskopische Betrachtung: Rutschung, Gleiten) widerstehen.

Die Belastungen, die im Überströmungsfall auf die landseitige Böschung des Deiches wirken, werden – vorausgesetzt, dass kein Staudruck im Deich herrscht – durch das überströmende Wasser hervorgerufen. Die Größe dieser Belastung hängt im Wesentlichen von den folgenden Faktoren ab:

- Abfluss über den Deich
- Form der Deichkrone und der landseitigen Böschung
- Neigung der landseitigen Böschung
- Hydraulische Rauigkeit der überströmten Fläche

#### 4.1.1 Abflussmenge

Entsprechend seiner Lage zum Hauptgerinne wirkt der Deich bei Wasserständen oberhalb der Kronenhöhe in der Natur wie ein Streichwehr und führt zu einer Entlastung des Hochwassers im Gerinne. In den durchgeführten Versuchen entspricht das Überströmungsverhalten am Deich eher dem eines quer zum Gewässer angeordneten Wehres, da sowohl bei den Hallenversuchen mit der frontalen Anströmung, als auch bei den lateral angeströmten Großversuchen der Abfluss – versuchsbedingt – vollständig über den Versuchsstand erfolgt.

Die Menge des entlasteten Wassers hängt in der Natur im Wesentlichen von der Überfallhöhe, der Überfallbreite (die Länge des Überströmten Bereichs entlang des Gewässers) und der Form der Deichkrone ab. Bei den Versuchen war der Abfluss durch die Pumpen vorgegeben und als resultierende Größe war die Überströmungshöhe variabel.

Der Einfluss der durch die Pumpe induzierte Anströmgeschwindigkeit ist im vorliegenden Fall untergeordnet, da im Großversuch die Strömungsrichtung parallel zum Deich verlief und in den Rinnenversuchen die Einleitung deutlich unterhalb der Dammkrone (und somit unter Wasser) und in größerer Entfernung erfolgte.

Beschreiben lässt sich der Abfluss über den Deich in beiden Fällen nach der Poleni-Formel.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{\frac{3}{2}} \quad [ \text{m}^3/\text{s} ] \quad [1]$$

Dabei gilt:

$Q$  = Abfluss [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$\mu$  = Überfallwert (abhängig von der Kronenform) [ - ]

$b$  = Überfallbreite (Länge des überströmten Bereichs längs des Deiches) [m]

$g$  = Erdbeschleunigung [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]

$h_{\ddot{u}}$  = mittlere Überfallhöhe [m] (Definition: s. Abbildung 13)

Der Überfallwert  $\mu$  ist abhängig von der Form der Deichkrone. Der Wertebereich liegt zwischen 0,49 (Wehrkrone: breit, scharfkantig und waagrecht) und 0,79 (bei abgerundeter, dachförmiger Deichkrone) (Schröder & Zanke, 2003). Im Fall eines Streichwehres wird der Überfallwert um 5 % reduziert (Bechteler & Patt, 2001).

Der Abfluss nimmt überproportional zur Überfallhöhe zu (bis zu einer Überfallhöhe von ca. 3 Metern; die größten Steigerungen liegen im Bereich kleiner Überfallhöhe (s. Abbildung 84 im Anhang 13)). Abbildung 12 zeigt den rechnerischen Abfluss über einen Deich bei unterschiedlichen Überfallhöhen- und breiten.

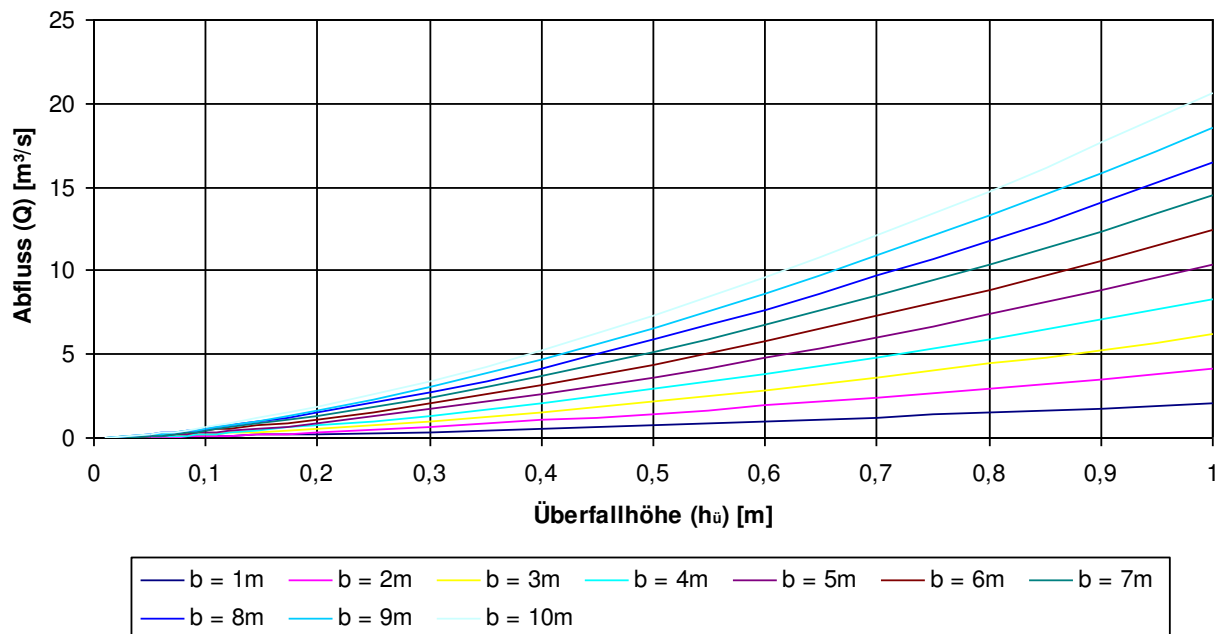


Abbildung 12: Rechnerischer Abfluss über den Versuchsdeich (exemplarischer Überfallbeiwert  $\mu=0,7$ )

#### 4.1.2 Fließzustände

In der Hydraulik werden drei Fließzustände unterschieden, die durch ihre Froudezahl (der Kenngröße des Fließzustandes) definiert sind.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} \quad [ - ] \quad [2]$$

mit:

$v$  = Fließgeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{s}$ ]

$L$  = charakteristische Länge (bei Rechteckgerinnen die Fließtiefe:  $h$ ) [m]

$g$  = Erdbeschleunigung [(9,81) m/s<sup>2</sup>]

Unterschieden werden dabei die drei Fließzustände

$Fr < 1$  = strömender Abfluss

$Fr = 1$  = kritischer Abfluss

$Fr > 1$  = schießender Abfluss

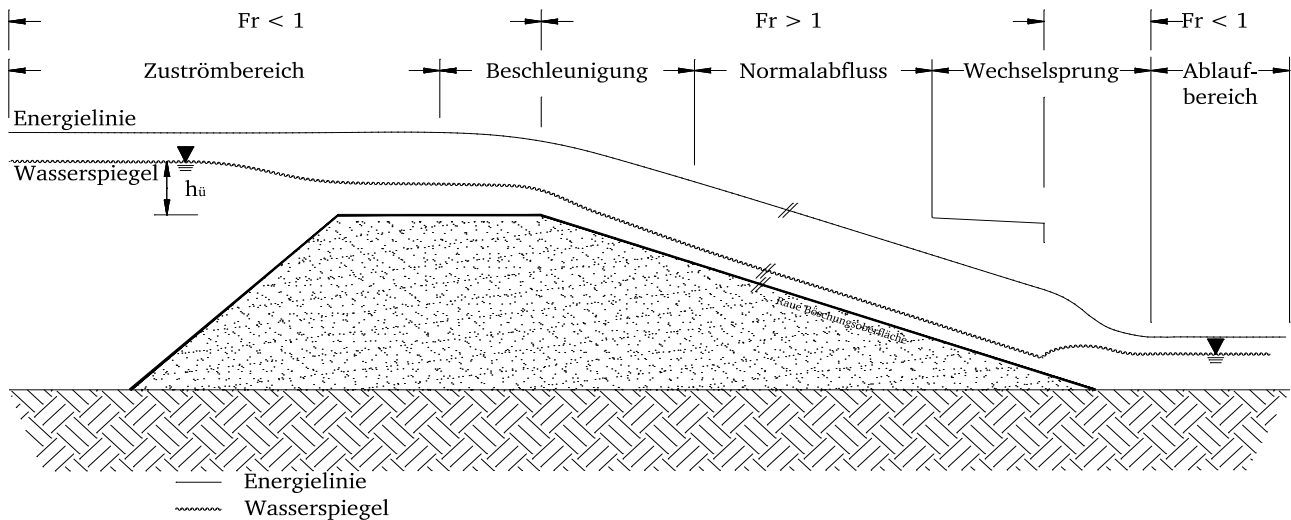


Abbildung 13: Fließzustände am überströmten Deich mit rauer Oberfläche (LfU, 2004)

Im Bereich des Wechselsprungs am landseitigen Böschungsfuß findet auf sehr begrenztem Raum eine hohe Energieumwandlung statt. Abhängig vom Verhältnis der Wassertiefen im Zu- und Ablauf des Wechselsprunges sind relative Energieverlusthöhen von bis ca. 80 % der Anströmenergie möglich (Jirka & Lang, 2009). Hierdurch entsteht eine extreme Belastung auf des Deckwerk im betroffenen Bereich.

Innerhalb des Bereichs, in dem Normalabfluss<sup>1)</sup> herrscht, kann die Fließtiefe (bei bekannter Breite) anhand der Fließformel nach Manning/Strickler ermittelt werden.

$$Q = A \cdot k_{St} \cdot I_E^{1/2} \cdot r_{hy}^{2/3} \quad [m^3/s] \quad [3]$$

Dabei gilt:

$A$  = Fließquerschnitt [m<sup>2</sup>]

$k_{St}$  = Manning/Strickler-Beiwert (Maß für die Rauigkeit) [m<sup>1/3</sup>/s]

$I_E$  = Energieliniengefälle [ - ]

$r_{hy}$  = hydraulischer Radius [m]

Diese Formel gilt für Gerinne mit rauer Sohle, wobei der Überstrombereich des Deiches wie ein offenes Gerinne behandelt wird.

Innerhalb dieser Arbeit wird regelmäßig auf die Berechnung der hydraulischen Belastung über die Formel nach Manning/Strickler zurückgegriffen.

<sup>1)</sup> Normalabfluss: Wasserspiegelgefälle, Energieliniengefälle und das Gefälle der Gewässersohle sind gleich. Die Schubspannung und der Energiezuwachs aus der Umwandlung der potentiellen in kinetische Energie stehen im Gleichgewicht. (Jirka, 2007)

Der in Abbildung 13 dargestellte Bereich des Normalabflusses stellt sich nicht in jedem Fall ein. Ist die Fließlänge entlang der Böschung nicht ausreichend groß, erfolgt über die gesamte Flanke eine Beschleunigung bis zum unteren Wechsellprung.

Der Manning/Strickler-Beiwert muss für jedes Material empirisch ermittelt werden und liegt in der Regel zwischen 19 (sehr rau) und 100 (sehr glatt) (Naudascher, 1992). Die hydraulische Rauigkeit im Zusammenhang mit überströmten Rasenflächen wird im Kapitel 4.1.3 behandelt.

### 4.1.3 Hydraulische Rauigkeit

Die Rauigkeit grasbewachsener Flächen ändert sich mit der Menge des überströmenden Wassers. Laut Hawlett (1987) lassen sich im Wesentlichen drei Zustände beschreiben (s. Abbildung 14).

1. Die Fließtiefe über der Böschung ist deutlich geringer als die Grashöhe. Das Wasser fließt um die Halme und wird von diesen abgebremst. Die Kraft des Wassers reicht dabei nicht aus, die Halme wesentlich zu verbiegen. Die hydraulische Belastung des Untergrundes und des Bewuchses ist gering.
2. Mit steigender Fließtiefe sinkt der Widerstand des Grases, da die Halme nun vom überströmenden Wasser in Fließrichtung niedergedrückt werden. Dies führt zu einer höheren Fließgeschwindigkeit auf der Deichböschung, wodurch sich wiederum die Belastung auf den Rasen erhöht. Der Effekt des Niederdrückens des Rasens ist jedoch nicht dauerhaft, und so kommt es zu einem Oszillieren des Rasens zwischen aufrechter und abgeknickter Lage.
3. Die Kraft des überströmenden Wassers reicht aus, um die Halme dauerhaft umzubiegen. So entsteht eine hydraulisch relativ glatte Oberfläche, bei der die effektive Höhe des Bewuchses deutlich geringer ist, als die Länge der einzelnen Halme.

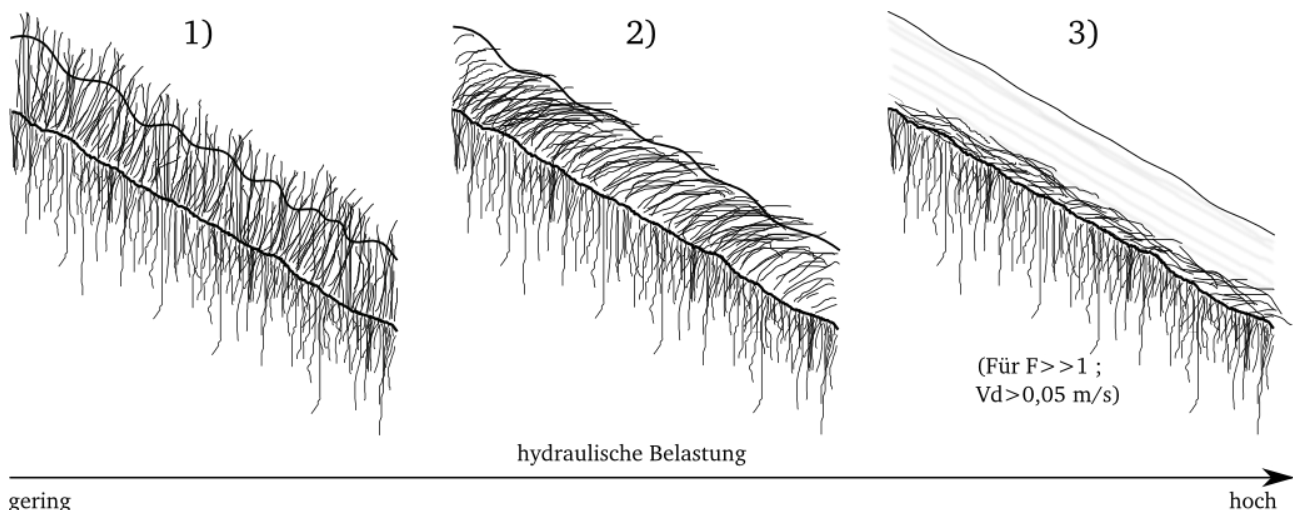


Abbildung 14: Auswirkung hydraulischer Belastungen auf Gras (übersetzt aus Hewlett, 1987)

Der Übergang zwischen den einzelnen Zuständen ist dabei abhängig von der Steifigkeit der einzelnen Halme, die mit der durchschnittlichen Länge des Bewuchses korreliert. Abbildung 15 zeigt die Rauigkeit in Abhängigkeit von der Graslänge und der Menge des überströmenden Wassers.

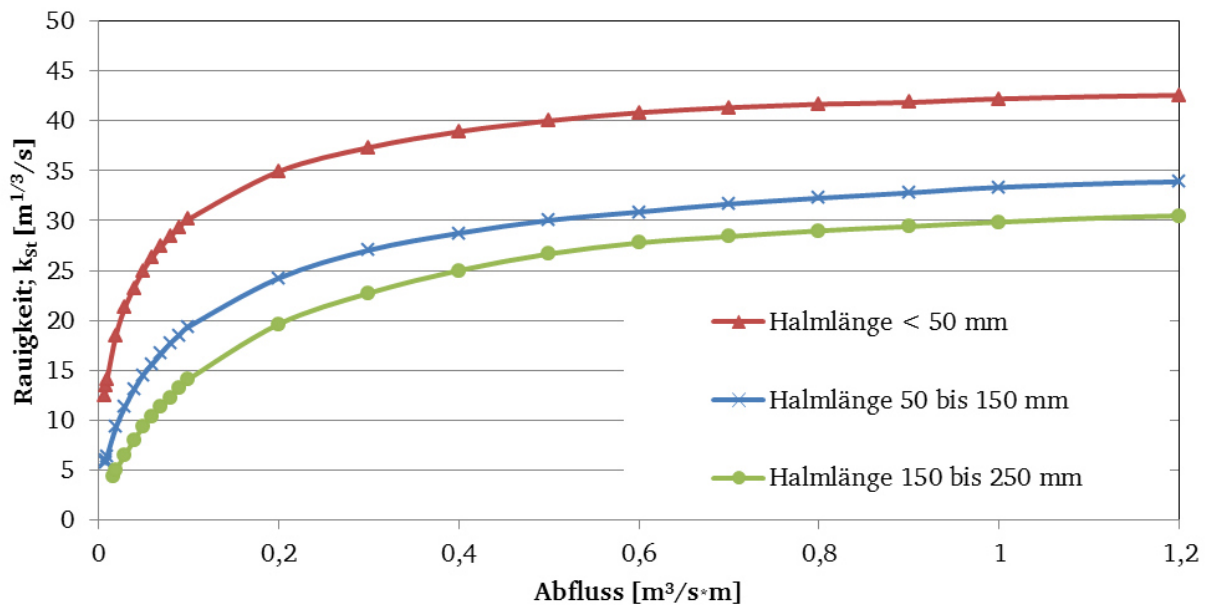


Abbildung 15: Hydraulische Rauigkeit von Gras (nach Hewlett, 1987; ohne Extrapolation)

Diese Bestimmung der Rauigkeit wird für Böschungsneigungen flacher 1:10 empfohlen und betrifft damit vor allem flacher ausgebildete Überströmungsstrecken oder Deiche, die aufgrund besonderer geografischer Anforderungen vom Regelprofil abweichen. Für Böschungen mit einer steileren Neigung wird eine abweichende Ermittlung des Rauigkeitsbeiwerts definiert.

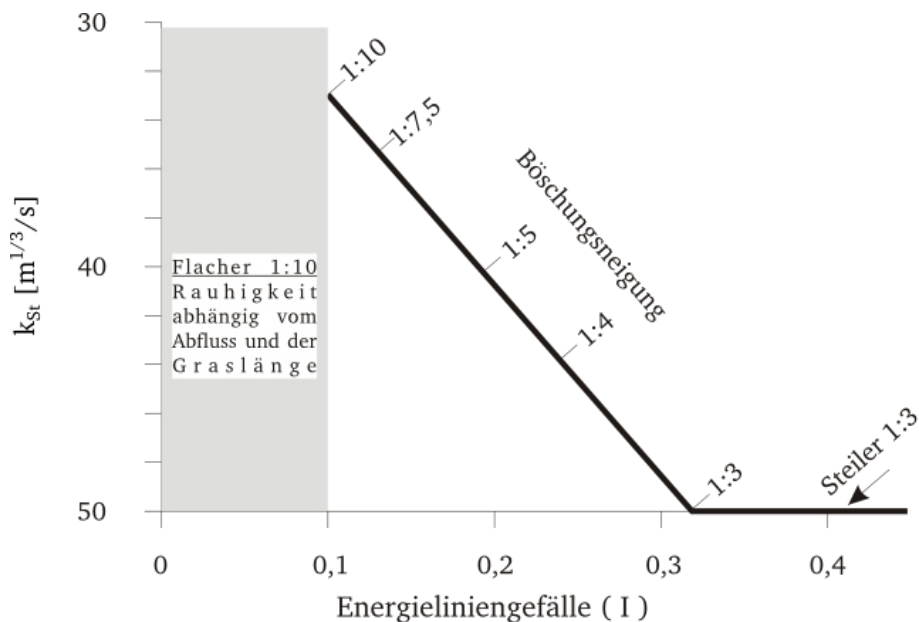


Abbildung 16: Rauigkeit bewachsener Böschungen mit einer Neigung > 1:10 (Hewlett, 1987)

Der Manning-Strickler-Wert für Böschungen mit einer Neigung von 1:10 bis 1:3 kann dabei dem Diagramm entnommen werden und liegt zwischen ca. 32,5 und 50 m<sup>1/3</sup>/s. Für Böschungen steiler 1:3 ändert sich der ansetzbare Manning-Strickler-Wert nicht mehr und bleibt konstant bei 50 m<sup>1/3</sup>/s.

Da innerhalb dieser Arbeit nur Böschungen mit einer Böschungsneigung von steiler 1:3 untersucht wurden, erfolgte keine Variation des Manning-Strckler-Wertes.



#### 4.1.4 Schubspannung

Die Schubspannung hängt von der Fließtiefe und dem Energieliniengefälle ab, wobei auf stark geneigten Flächen die Böschungseigung zusätzlich berücksichtigt werden muss (Zanke, 2002). Die Formel der Schubspannung lautet:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E \cdot \cos\beta \quad [ \text{N/m}^2 ] \quad [4]$$

Dabei gilt:

$\tau_0$  = Sohlschubspannung [N/m<sup>2</sup>]

$\rho$  = Dichte des Fluids [kg/m<sup>3</sup>]

$g$  = Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

$r_{hy}$  = hydraulischer Radius [m] <sup>2)</sup>

$I_E$  = Energieliniengefälle [ - ]

$\beta$  = Böschungswinkel [°]

Da die Fließtiefe  $h$  vom Abfluss und der Oberflächenbeschaffenheit abhängig ist, sind vor der Berechnung der Schubspannung weitere Rechenschritte nötig.

Für die Auswertung relevant sind dabei die Bereiche der Böschung, in denen Normalabfluss vorliegt, also die Strömungsgeschwindigkeit maximal und die Fließtiefe minimal ist (s. Abbildung 13 auf Seite 28).

Auf Grundlage von Modellversuchen wurde 2005 eine Gleichung für die Bestimmung der Schergeschwindigkeit von überströmten Grasflächen in einem Kanal entwickelt, aus der sich die tatsächliche Schubbelastung auf dem Untergrund ableiten lässt (Carollo et al., 2005). Die dabei festgestellten und in der nachfolgenden Gleichung [5] ausgedrückten Zusammenhänge sind jedoch von der Höhe und der Steifigkeit der Vegetation und der Dichte des Bewuchses abhängig. Sind diese Werte nicht bestimmbar, bzw. variieren diese im Versuchsbereich stark, ist die Anwendung der Formel nicht praktikabel bzw. nicht möglich.

$$\frac{v}{u^*} = A_{0,(M)} \cdot \left( \frac{h}{h_s} \right)^{a_1} \cdot \left( \frac{u^* h_s}{v} \right)^{a_2} \cdot \left( \frac{H_v}{h_s} \right)^{a_3} \quad [ - ] \quad [5]$$

mit  $u^* = \sqrt{g \cdot h \cdot I_s} \quad [ \text{m/s} ] \quad [6]$

Dabei gilt:

$v$  = Fließgeschwindigkeit [m/s]

$u^*$  = Schergeschwindigkeit [m/s] (Kouwen, N., 1992)

$A_{0,(M)}$  = dimensionsloser Beiwert, vegetationsabhängig [ - ]

$a_{1,2,3}$  = dimensionslose Beiwerte, vegetationsabhängig [ - ]

$h$  = Fließtiefe [m]

$h_s$  = resultierende Höhe der ausgelenkten Vegetation [m]

<sup>2)</sup> Bei gegenüber der Gerinne-/Überströmungsbreite großer Fließtiefe ( $h > 20 \cdot b$ ) kann statt des hydraulischen Radius  $r_{hy}$  direkt die Fließtiefe eingesetzt werden. Im Fall von Deichbauten ist dies jedoch nur im Fall fortgesetzter Breschenbildung relevant.

- $H_v$  = Vegetationshöhe [m]  
 $\nu$  = kinematische Viskosität des Wassers [m<sup>2</sup>/s]  
 $g$  = Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $I_s$  = Sohlgefälle [ - ]

Die nachfolgende Abbildung zeigt den qualitativen Schubspannungsverlauf an einem überströmten Deich, wobei die Lateralströmung, die vor allem auf der Wasserseite auftritt, vernachlässigt ist.

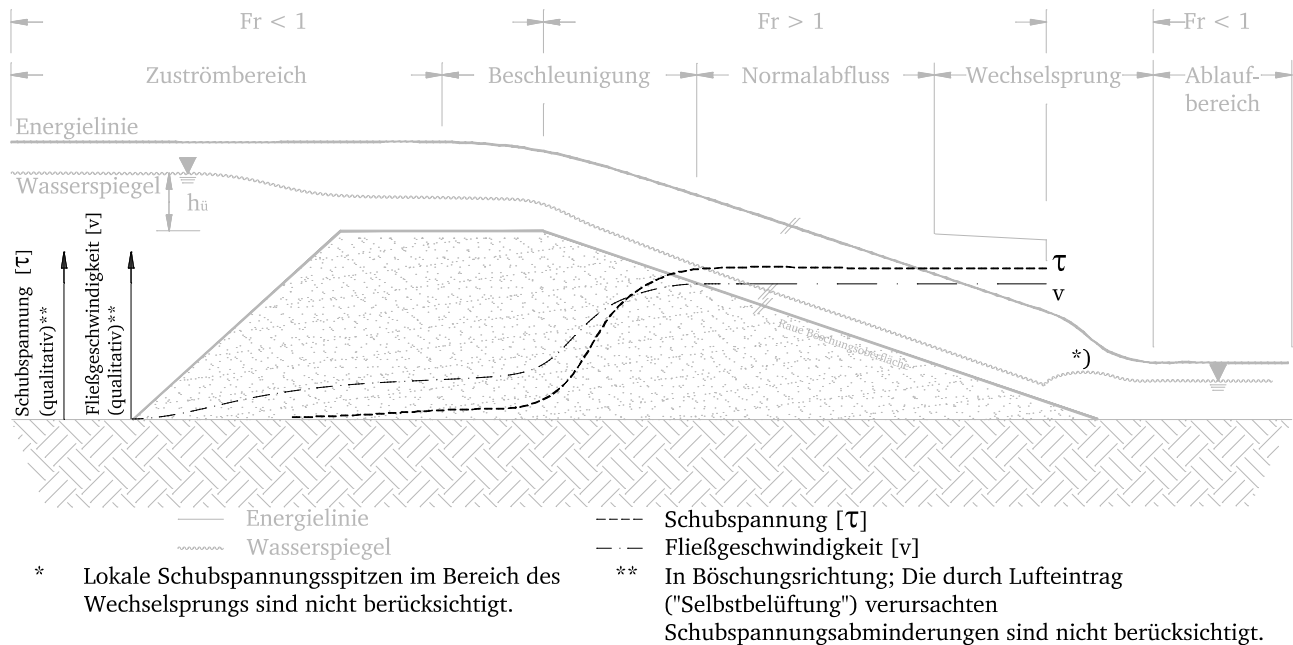


Abbildung 17: Qualitativer Schubspannungsverlauf an einem überströmten Deich

## 4.2 Sickerwasserbelastung im Deich

Die im Kapitel 4.1 beschriebenen Belastungen resultieren aus dem überströmenden Wasser. Neben diesem frei fließenden Wasser ist jedoch auch das Wasser, das im Deich strömt, von Bedeutung für die Standsicherheit des Deiches, wobei unterschieden werden muss, ob das Wasser im Untergrund hangparallel strömt (eine entsprechende Schichtung des Untergrundes bzw. eine ausreichende Durchsickerung vorausgesetzt), oder ob die Strömungsrichtung zur Böschungsoberkante hin gerichtet ist (austretendes Sickerwasser). Die wesentlichen aus dem Wasser im Untergrund resultierenden Einflüsse auf die Standsicherheit des Deiches sind:

- Auftrieb
- Strömungskräfte und Staudruck

### 4.2.1 Auftrieb

Innerhalb eines Fluids wirkt auf jeden Körper eine Auftriebskraft, die äquivalent zum Produkt aus dem Volumen und der Wichte (Produkt aus Dichte und Erdbeschleunigung) des verdrängten Fluids ist (Zilch et al., 2001).

$$F_A = V \cdot \rho \cdot g \quad [N] \quad [7]$$

mit:

|        |                             |
|--------|-----------------------------|
| $F_A$  | = Auftriebskraft [N]        |
| $V$    | = Volumen des Körpers [m³]  |
| $\rho$ | = Dichte des Fluids [kg/m³] |
| $g$    | = Erdbeschleunigung [m/s²]  |

Die Auftriebskraft wirkt der Schwerkraft entgegen und reduziert daher die Reibungskraft/Scherfestigkeit zwischen den einzelnen Bodenpartikeln, da diese von der Gewichtskraft der Bodenkörner abhängig ist.

Der gesamte Vorgang kann mit Terzaghis Prinzip der wirksamen Spannungen beschrieben werden (Kolymbas, 2008).

$$\sigma' = \sigma - u \quad [ \text{kN/m}^2 ] \quad [8]$$

mit:

|           |                             |
|-----------|-----------------------------|
| $\sigma'$ | = wirksame Spannung [kN/m²] |
| $\sigma$  | = totale Spannung [kN/m²]   |
| $u$       | = Porenwasserdruck [kN/m³]  |

#### 4.2.2 Strömungskräfte und Staudruck

Strömendes Wasser im Untergrund bewirkt immer einen Druck auf die Bodenelemente. Die daraus resultierende Strömungskraft ist volumenabhängig und kann nach Gleichung [9] berechnet werden. In einem Potentialnetz lässt sich die Wirkungslinie der Strömungskraft als Tangente an eine Stromlinie bestimmen (Simmer, 1994).

$$F_s = I \cdot \rho \cdot g \quad [ \text{N/m}^3 ] \quad [9]$$

mit:

|        |   |
|--------|---|
| $F_s$  | = Strömungskraft [N]  |
| $I$    | = hydraulisches Gefälle (bei Normalabfluss: Energieliniengefälle) [ - ] |
| $\rho$ | = Dichte des Fluids [kg/m³]   |
| $g$    | = Erdbeschleunigung [m/s²]  |

Die Belastung der landseitigen Böschung durch austretendes Sickerwasser kann ebenfalls nach Gleichung [9] berechnet werden, wobei das hydraulische Gefälle dann nicht dem Energieliniengefälle oder der Böschungsneigung entspricht, sondern proportional zum Druckunterschied zwischen der Unter- und Oberseite der sperrenden oder weniger durchlässigen Schicht ist.

Anders als die Auftriebskraft, die immer entgegengesetzt zur Gewichtskraft wirkt (s. Kapitel 4.2.1), wirkt eine Strömungskraft immer in Fließrichtung. Bei hangparalleler Strömung ist diese Wirkungsrichtung entsprechend der Böschungsneigung, bei Sickerwasser entsprechend der resultierenden lokalen Strömungsrichtung und im Fall der Durchströmung einer gering durchlässigen Schicht in Richtung des

geringsten hydraulischen Widerstandes. Kräfte aus hydrostatischem Druck wirken immer senkrecht auf die angreifende Fläche.

Hebt die Strömungskraft die Reibungskräfte des Bodens bzw. die Gewichtskraft der Bodenelemente auf, kommt es zum hydraulischen Grundbruch.

Die auf ein Bodenelement innerhalb einer gesättigten Bodenschicht wirkenden Kräfte sind in Abbildung 18 dargestellt. Zu beachten ist dabei, dass eine böschungsparelle Strömungskraft und eine aus Staudruck resultierende orthogonale Kraft selten gemeinsam auftreten, da eine geringdurchlässige Bodenschicht nicht signifikant böschungsparell durchströmt wird.

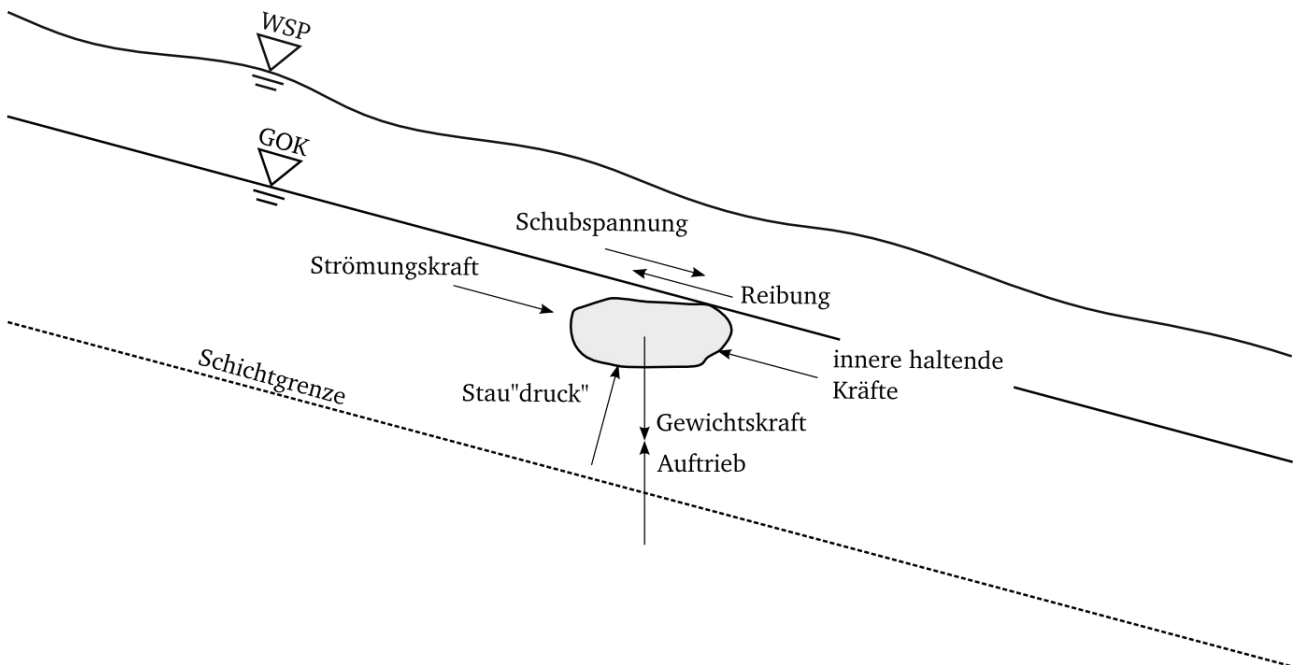


Abbildung 18: Kräfte an einem Bodenkorn innerhalb einer durchströmten, gesättigten oberen Bodenschicht

### 4.3 Bodenbewegung an der Deichoberfläche

Ähnlich den im vorherigen Kapitel beschriebenen Vorgängen wird auch von Wasser, welches nicht im Boden, sondern über den Boden fließt, eine Kraft auf diesen ausgeübt. Diese Kraft resultiert dabei aus der Über- und Umströmung der einzelnen Bodenelemente und ist vor allem von der Fließgeschwindigkeit abhängig, da sie die Größe der Turbulenzen und Druckunterschiede bestimmt, die sich beim Umströmen der einzelnen (rauen) Bodenelemente ergeben. Die resultierende Kraft, die auf die überströmte Fläche (Gewässersohle, Deichoberfläche etc.) ausgeübt wird, wird als Schub- oder Schleppspannung bezeichnet und wurde bereits im Kapitel 4.1 erläutert.

Für die Menge des bewegten Materials bzw. für den Beginn von Erosion und Denudation müssen auch die bodenspezifischen Parameter berücksichtigt werden. Dies führt dazu, dass trotz der relativ einfachen Formulierung der einwirkenden Kräfte zahlreiche Formeln zur Bestimmung des Sedimenttransports entwickelt wurden (analytisch oder empirisch), die in Ihren Ergebnissen sehr weit streuen (siehe u. A. Wieseman (2009)).

Die meisten der bisher entwickelten Formeln dienen dazu, den Geschiebetransport in Fließ- oder Küstengewässern abzubilden, um Vorhersagen über die morphodynamischen Prozesse treffen zu können. Im Vergleich dazu sind die bei einer Deichüberströmung zu berücksichtigenden Prozesse wesentlich einfacher –

so werden allein aus geometrischen Gründen die Einflüsse der Querneigung (Längsneigung vielfach größer als die Querneigung) etc. untergeordnet.

#### 4.4 Bodenbewegung unterhalb hangparalleler Geokunststoffe

Die vorherigen Kapitel behandelt die Materialumlagerung bei freiem Wasserspiegel, womit der Überströmungsbereich des Deiches als ein offenes Gerinne oder eine stark geneigte Flusssohle angenommen wird. Die Auswirkung einer geringdurchlässigen Trennschicht aus Geokunststoffen ist dabei nicht berücksichtigt.

Auch bei geebnetem Untergrund und sorgfältigem Einbau des Geokunststoffs kommt es aufgrund der Materialsteifigkeit zu Hohlräumen unterhalb des Textils. Diese werden erst durch das Aufbringen einer zusätzlichen Last, im Deichbau in Form einer Oberbodenschicht als Vegetationsgrundlage, verringert. Ist die Deichflanke jedoch nur durch Geokunststoffe geschützt, da der Oberboden entweder noch nicht aufgebracht werden konnte oder bereits erodiert wurde, so gilt für die Transportvorgänge des Materials ein Sonderfall.

Wie in Abbildung 19 zu sehen ist, wird durch die Oberflächensicherung mit einer zu geringen Auflast die wirksame Tiefe auf der Deichböschung mutmaßlich reduziert, wobei die Größe dieser Reduktion vom Untergrundmaterial und dem Verhältnis  $h$  zu  $h_{\text{begr}}$  abhängig ist. Der genaue Zusammenhang ist durch weitere Untersuchungen zu überprüfen.

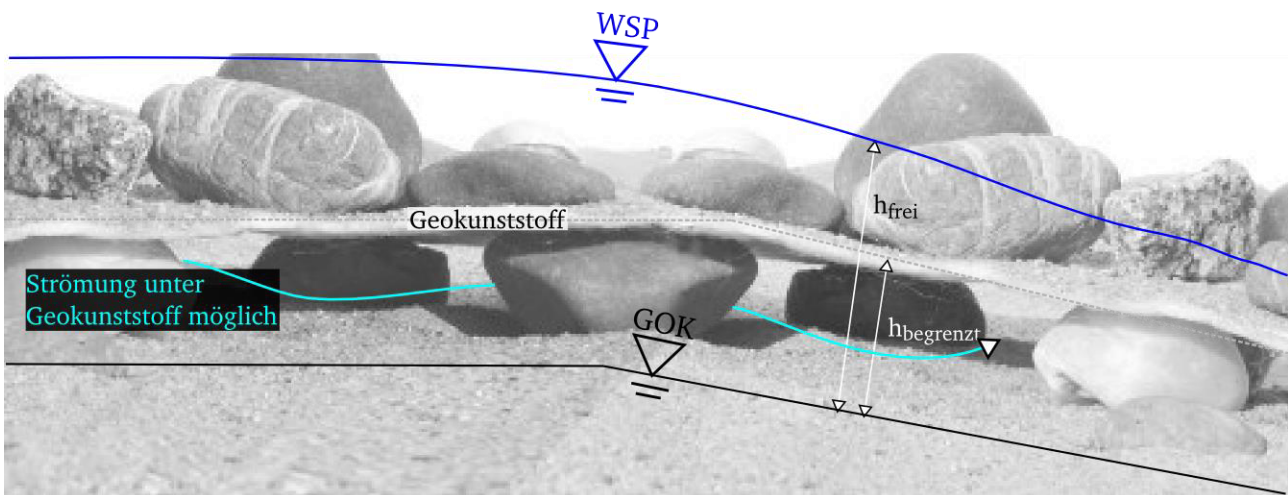


Abbildung 19: Mutmaßliche Änderung der wirksamen Fließtiefe unterhalb einer Böschungssicherung durch Geokunststoffe

Die Beeinflussung der Strömungsgeschwindigkeit oberhalb und unterhalb der Geokunststoffe variiert voraussichtlich mit der Änderung der Durchlässigkeit der Trennlage. Bei einer vollständig undurchlässigen Trennschicht kann von einer Entkopplung der Fließgeschwindigkeiten oberhalb und unterhalb der Geokunststoffe ausgegangen werden. Die resultierende Schubbelastung auf den Unterbau ist dann mutmaßlich vom Abstand der Trennschicht vom Unterbau abhängig und nicht mehr von der Gesamtfließhöhe.

Unterhalb der Trennschicht kommt es vermutlich zu einer Geschwindigkeits- und Schubspannungsverteilung, die der in einem Rohrquerschnitt mit unterschiedlich rauen Wänden entspricht. Der Untergrund besitzt dabei in der Regel eine größere Rauigkeit als die Unterseite der Geokunststoffe. Die seitliche Rauigkeit ist vernachlässigbar, da der Abstand zu den seitlichen Anschlüssen einem Vielfachen des vertikalen Abstandes entspricht. Die daraus resultierende Verteilung ist in der Abbildung 20 dargestellt (Die dargestellten Steine dienen nur zur Verdeutlichung des Aufbaus, die dargestellte Schubspannungsverteilung ist nur gültig, wenn

die freie Fließtiefe wesentlich größer ist, als der Durchmesser des aufliegenden Materials, bzw. kein Material auf dem Geokunststoff aufliegt).

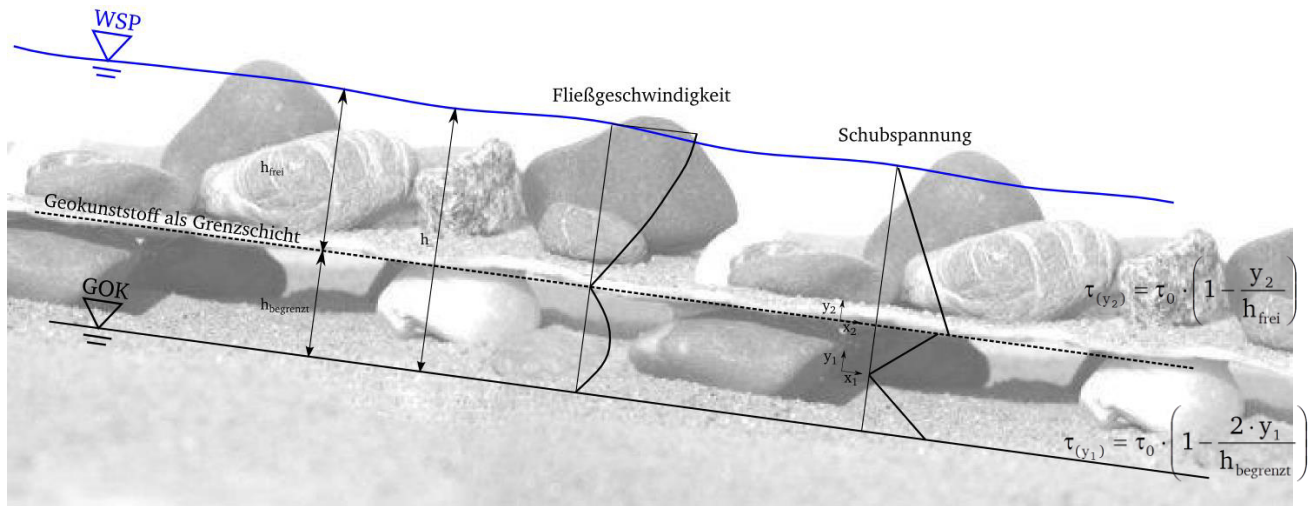


Abbildung 20: Verteilung von Geschwindigkeit und Schubspannung bei einer undurchlässigen Geokunststofflage (Einzelverteilung nach (Zanke, 2002))

Näherungsweise ändert sich die Schubspannungsgleichung [4] unter Berücksichtigung des Reibungsbeiwerts  $\lambda$  nach Darcy-Weisbach zu (Jirka & Lang, 2009):

$$\tau_0 = \frac{\lambda}{4} \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2} \quad [ \text{N/m}^2 ] \quad [10]$$

mit:

- $\tau_0$  = Sohlschubspannung [N/m<sup>2</sup>]
- $\lambda$  = Reibungsbeiwert nach Darcy-Weisbach [ - ]
- $v$  = Fließgeschwindigkeit [m/s]

Die Lösung des Reibungsbeiwertes ist dabei von der Reynoldszahl und der relativen Rauigkeit ( $k_s/4 \cdot r_{hy}$ ) abhängig. Die jeweils gültige Lösung kann dem Moody-Diagramm (s. u. A. Goris, 2008) entnommen oder nach der folgenden Gleichung [11] (Zanke, 2002) bestimmt werden.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( 2,7 \cdot \frac{(\lg Re)^{1,2}}{Re} + \frac{\frac{k_s}{4 \cdot r_{hy}}}{3,71} \right) \quad [ - ] \quad [11]$$

mit:

$\lambda$  = Reibungsbeiwert nach Darcy-Weisbach [ - ]

$Re$  = Reynoldszahl [ - ]

$k_s$  = Rauheit [m]

$r_{hy}$  = hydraulischer Radius [m]

Sofern die trennende Geokunststofflage über eine ausreichende mechanische Festigkeit verfügt und der Abstand der Befestigungspunkte ausreichend klein ist, muss sich die mögliche Erosion (ausgenommen das Abgleiten der gesamten Böschung) auf die Korngrößen, die kleiner sind als der maximal herstellbare Abstand zwischen der Trennlage und dem Untergrund, reduzieren.

Der Abstand zwischen der Deichoberfläche und den Geokunststoffen ist dabei nicht konstant, sondern nimmt im oberen Bereich der Böschung mit der Dauer der Überströmung zu, während sie im Bereich des Deichfußes abnimmt (Materialumlagerung von oben nach unten). Da zu Beginn der Erosion vor allem Feinmaterial umgelagert wird, kann es zusätzlich zu einer Veränderung der Durchlässigkeit des Geokunststoffs kommen, wenn sich das transportierte feinkörnige Material in den Poren des Geokunststoffs festsetzt. Die Gefahr von Staudruck im Deich wird dadurch erhöht. Näheres zu den Auswirkungen ist in den Kapiteln 6.2 und 6.3.3 beschrieben.

Wie groß die Dämpfung der Geschwindigkeit durch eine durchlässige Trennlage tatsächlich ist, hängt vermutlich von den Geschwindigkeitsdifferenzen auf beiden Seiten und dem Verhältnis der beiden Strömungsquerschnitte ab. Dies bedarf jedoch einer genaueren Untersuchung.

#### 4.5 Belastung durch langeinstauende Hochwasser und Deichüberströmung

Mit dem Überströmen von Böschung und Krone dringt Wasser in den Deich ein und führt zu einer Durchnässung des Deiches in den Bereichen, die oberhalb der Sickerlinie und auch über einer ggf. vorhandenen Kapillarsperre (grobes Material des landseitigen Wühltierschutzes mit großem Porengehalt) liegen. Dieses Wasser kann in den Hohlräumen des Untergrundes frei fließen und zu Erosion in den Wasserwegsamkeiten unterhalb des Geokunststoffes führen.

Von Weißman und Richwien (2003) wurde die vertikale Infiltrationsgeschwindigkeit  $v_{inf}$  in Abhängigkeit von der Überstauhöhe an Modellversuchen und mit numerischen Berechnungen untersucht. Ermittelt wurde dabei, wie sich die Wassersättigung des Bodens auf die Böschungsbruch-Sicherheit des Deiches (Staudruck auf das Deckwerk bzw. Herabsetzung der Scherparameter) auswirkt. Nicht betrachtet wurden Erosions- und Umlagerungsvorgänge, die sich durch das eindringende Wasser hangparallel auswirken können.

Bei einem hoch durchlässigen Oberbodenmaterial oder einem starken Sickerwasseranfall steigt die Gefahr von Erosion unterhalb der Geokunststofflage (s. Kapitel 4.4), wobei die anfänglichen Wasserwegsamkeiten – aufgrund der Auflast durch den Oberboden – sehr klein sind. Die Größe der tatsächlich auftretenden Erosion wird dabei aber weiterhin maßgeblich von den Bodenparametern (Erosionsstabilität) bestimmt.

#### 4.6 Versagensgeschwindigkeit von Deichen

Der Ablauf der Breschenbildung durch eine Deichüberströmung wird von Wahl (1998) in zwei Phasen unterteilt:

- Anfangsphase (breach initiation phase)
- Ausbildungsphase (breach formation phase)

Während in der Anfangsphase der Deichbruch noch aufgehalten werden kann, indem die Überströmung oder Durchsickerung gestoppt wird, ist in der Ausbildungsphase der Durchfluss und die daraus resultierende



Erosion derart erhöht, dass das Versagen des Deiches meist nicht mehr verhindert werden kann. Die Anfangsphase dauert per Definition so lange, bis die rückschreitende Erosion auf der Landseite die Deichkrone erreicht hat.

Nach Costa (1985) lässt sich die Zeit bis zum Versagen eines Dammes (volle Ausbildung der Bresche in einem Erddamm) als Funktion des Wasserstandes vor dem Damm/Deich, der Breschenbreite und der Menge des verfügbaren Wassers ausdrücken, wobei die Breschenbreite wiederum direkt von der Dammhöhe abhängig ist. Die Formel beruht auf der Auswertung von Schadensfällen an Erddämmen in den USA.

Zu beachten ist, dass sich die aus der Formel berechneten Größen nur auf die Initialbresche oder auf Breschen mit begrenztem Wasserdargebot, wie z. B. bei Staudämmen gültig sind. Eine Übertragung auf Flussdeiche ist nur mit Einschränkung möglich, da in diesem Fall die „Oberflächenausdehnung des Speichers“ – die in der Formel das Wasserdargebot darstellt, dass für die Ausbildung der Bresche zur Verfügung steht – unbekannt ist, bzw. durch den stetigen Zustrom von Wasser aus dem Oberlauf nicht genau bestimmt werden kann.

Bei fortlaufender Durchströmung des relativ kleinen Querschnitts brechen bei Erddeichen die Seiten immer weiter nach. Vor allem, wenn das Wasserdargebot dauerhaft gleich bleibt, ist mit einer deutlichen Verbreiterung der Bresche zu rechnen. So lag z. B. die Breschenbreite des im Zuge des Juni-Hochwassers 2013 bei Fischerdorf gebrochenen, ca. 3 m hohen Isar-Deiches, bei etwa 300 m, wobei die Überströmungshöhe – nach Auskunft des WWA-Deggendorf (Hr. Rager, WWA Deggendorf, 16.07.2013) – nur bei ca. 0,5 m lag (nach dem Versagen der Deicherhöhung durch Sandsäcke).

Die Deichbresche in Fischbek in Sachsen-Anhalt, ebenfalls im Juni 2013, lag mit ca. 90 m (dpa, 2013) Länge deutlich über dem nach der Gleichung [12] zu erwartendem Wert.

$$t \leq \frac{6 \cdot SA}{b_{Br,d} \cdot \sqrt{h_w}} \quad [s] \quad [12]$$

Dabei gilt:

- $t$  = Zeit für die Breschenbildung [s]
- $SA$  = Oberflächenausdehnung des Speichers [ha]
- $b_{Br,d}$  = durchschnittliche Breschenbreite [m]
- $h_w$  = Wasserstand beim Versagen [m]

Der maßgebliche Parameter ist dabei die durchschnittliche Breschenbreite. Je nach Quelle wird diese für Erddämme mit  $0,5 \cdot h_{Br}$  bis  $5 \cdot h_{Br}$  ( $h_{Br}$ : Breschenhöhe) angegeben (Gee, 2009). Da sich die Mehrzahl der Breschen trapezförmig ausbildet bzw. derart idealisiert wird, stellt sie den Mittelwert zwischen der Breschenbreite an der Krone und der Breite am Deichlager dar (s. Abbildung 21).

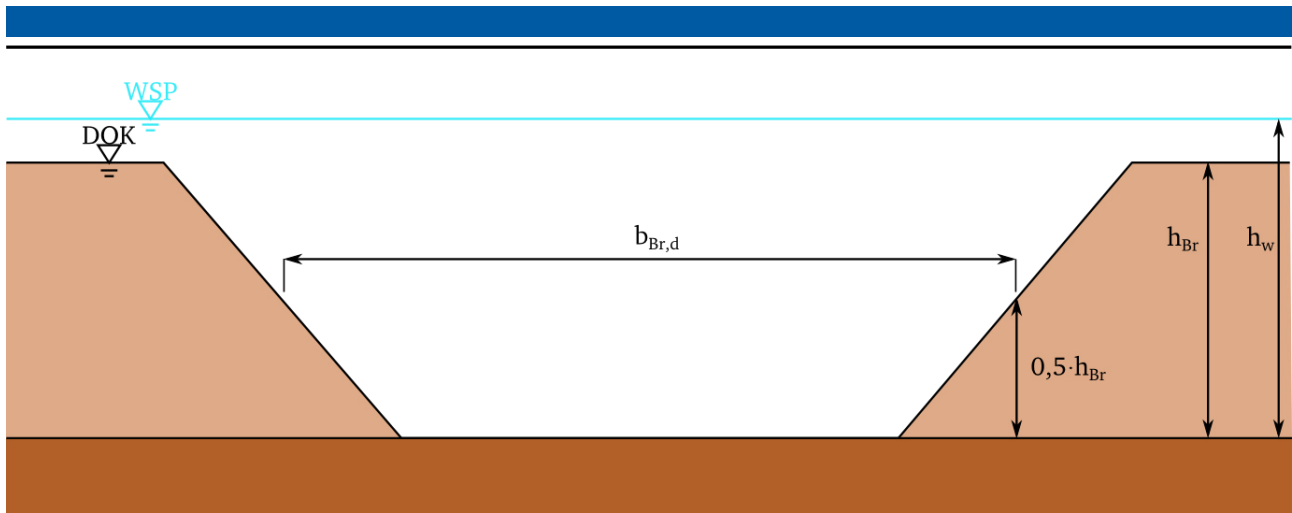


Abbildung 21: Parameter einer idealisierten Bresche (Wahl, 1998)

---

## **5 Stand des Wissens zur Überströmbarkeit von Deichen**

---

### **5.1 Normen, Richtlinien und Leitfäden**

Da es sich bei Deichen um Bauwerke handelt, deren Standsicherheit für die zu schützenden Bereiche im Hinterland elementar ist, werden hohe Anforderungen an die Gestaltung und den Aufbau von Deichen gestellt. Da die Funktion eines Deiches international sehr ähnlich definiert wird, weisen die Bemessungsregeln und Vorschriften eine große Übereinstimmung hinsichtlich der geforderten Querschnitte und Elemente eines Deiches auf. Länderspezifisch lassen sich jedoch Abweichungen im Detail feststellen, die den geografischen Besonderheiten der einzelnen Länder geschuldet sind.

Naturgemäß ist der Deichbau in Ländern mit vielen flachen, dicht besiedelten Gebieten ein Thema, dem in der Öffentlichkeit und der Forschung mehr Aufmerksamkeit geschenkt wird, als in Ländern mit einem geringen Überflutungsrisiko oder großen unbesiedelten Überflutungsflächen. Dies spiegelt sich auch im Detailgrad und dem Umfang der Normen und Richtlinien wieder, die im Folgenden verglichen werden. Dabei wurden Veröffentlichungen und Normen/Regelwerke aus dem deutschen und englischen Sprachraum gewählt und durch verfügbare englischsprachige Publikationen aus den Niederlanden ergänzt.

#### **5.1.1 Deutschland, Österreich, Schweiz**

##### **5.1.1.1 Deutschland**

###### **Normen**

Das wichtigste Regelwerk für die Bemessung von Flussdeichen im deutschsprachigen Raum ist die DIN 19712: 2013-01 „Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern“. Sie gilt für Flussdeiche ohne Tideeinfluss (Flussdeiche mit Tideeinfluss und Stauhaltungsdämme werden darüber hinaus in eigenen Regelwerken behandelt) und ist gültig für:

- Neubau
- Wartung
- Inspektion
- Instandsetzung
- Verbesserung
- Verteidigung

(DIN 19712:2013-01, 2013).

Die aktuelle Ausgabe der DIN 19712:2013-01 ist seit Januar 2013 gültig und löst die vorherigen Version (DIN 19712:1997-11, 1997) ab. Neben der Anpassung des Titels wurden die aktuellen Vorgaben der Normen DIN EN 1997-1 („Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1...“), DIN 1054 („Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau...“), unter Berücksichtigung der DIN-Reihe 19700 (Stauanlagen), eingearbeitet. Darüber hinaus sind erstmalig Hochwasserschutzwände und mobile Hochwasserschutz-einrichtungen berücksichtigt (DIN 19712:2013-01, 2013).

Geokunststoffe werden in der DIN 19712 zum Einsatz bei der Dichtung, als Bewehrung oder als Möglichkeit zur Untergrundverbesserung erwähnt, jedoch nicht als Elemente der Böschungssicherung (weder als planmäßige, noch als Notsicherungsmaßnahme). Des Weiteren werden Trennen, Filtern oder die Verwendung von Dränelementen als Einsatzmöglichkeiten für Geokunststoffe genannt.

Die veröffentlichte neue Norm stellt den aktuellen Stand der Technik dar. Neubauten und grundlegende Sanierungen sind somit nach den dort aufgeführten Verfahren, Bauweisen und Dimensionierungen

---

durchzuführen. Bei der Beurteilung der bestehenden Deiche muss das zum Zeitpunkt der Errichtung gültige Regelwerk berücksichtigt werden.

Als Schutz gegen normale Beanspruchung wird für den Deich ein Rasendeckwerk genannt. Um den erforderlichen Schutz sicherzustellen, muss die Grasnarbe fest verwurzelt, dicht und geschlossen sein. Darüber hinaus ist dafür zu sorgen, dass die oben genannten Eigenschaften dauerhaft erhalten bleiben (DIN 19712:2013-01, 2013).

Der Regelquerschnitt der DIN 19712 (s. Kapitel 2; Abbildung 01) sieht keine Überströmung des Deiches im Falle eines Hochwassers vor. Die Norm weist aber auf die generelle Möglichkeit hin, bestimmte Deichabschnitte durch eine ausreichende Sicherung von Krone, Böschung und Fuß als Überlaufstrecke zu konzipieren, wobei planmäßig Wasserstände oberhalb der Wandkrone zu berücksichtigen sind. Über die einzusetzenden Deckwerke werden keine Angaben gemacht. Es wird stattdessen für die Planung und Berechnung auf die DIN 19702 („Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit“) und die DIN 19704 („Stahlwasserbauten“; DIN-Reihe) verwiesen. Die in der Norm 19712:1997-11 enthaltene Möglichkeit, bei erwarteten geringen hydraulischen Belastungen eine Überlaufstrecke auch durch eine Abflachung der landseitigen Böschung auf 1:10 - 1:20 herzustellen, wurde aus der aktuellen Norm gestrichen. Stattdessen wird auf die Notwendigkeit einer erosionsstabilen Ausbildung der Überlaufstrecke hingewiesen und bezüglich konstruktiver Hinweise auf das DWA-Merkblatt 507-1 (s. nachfolgender Abschnitt „Merkblätter“) verwiesen.

### **Merkblätter**

Vor der Veröffentlichung der DIN 19712:1997-11 erfolgte die Deichbemessung in Westdeutschland nach dem Merkblatt 210/1986 (DVWK, 1986) des Deutschen Verbandes Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK), wobei dieses Merkblatt nicht im Rang einer rechtsverbindlichen Norm stand. Dieses Merkblatt diente als Basis der DIN 19712:1997-11 und ist dort mit allen wesentlichen Elementen eingearbeitet. Im Dezember 2011 wurde es durch das aktuelle Merkblatt 507-1 der DVWK-Nachfolgeorganisation – der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) – ersetzt (DWA, 2011). Letzteres Merkblatt wurde laut dem Vorwort der DIN 19712:2013-01 bei der Überarbeitung berücksichtigt.

Darüber hinaus wird z. B. im DVWK Merkblatt Nr. 221 „Geotextilien im Wasserbau“ der Einsatz von Geotextilien näher erläutert (DVWK, 1992). Dort werden auch die Möglichkeiten der Böschungssicherung aufgeführt, wobei keine Bemessungsansätze genannt werden.

#### **5.1.1.2 Österreich**

##### **Normen**

Vom „Austrian Standards Institute“ wurde bisher keine Ö-Norm zum Thema Flussdeiche oder Flusssdämme herausgegeben.

##### **Merkblätter / Empfehlungen**

Die österreichische Empfehlung für den Bau von Flussdeichen wird vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft unter dem Titel „Deichquerschnitte (Hochwasserschuttdämme) – Empfehlungen für die Ausbildung“ herausgegeben. Diese Vorschrift weist dabei im Bereich der Flussdeiche nur geringe Abweichungen zur DIN 19712 auf und nennt diese Norm auch als Quelle. Die Bemessungs- und Konstruktionsregeln verweisen durchgehend auf DIN-Normen oder DVWK-Merkblätter bzw. Forschungsberichte zur Ausbildung von Deckwerken und der Überprüfung der Überströmungssicherung.

Zur Herstellung planmäßiger Überströmungsstrecken wird eine Sicherung mit einer Pflasterung aus schweren Bruchsteinen, einschließlich eines Tosbeckens, vorgeschrieben. Zur Erhöhung der Sicherheit soll die landseitige Böschung zusätzlich auf 1:10 bis 1:20 verringert werden (Lebensministerium, 2007).

---

Kunststoffe bzw. Geokunststoffe werden in dieser Empfehlung als Dichtungselemente in Form von Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) oder als Tondichtungsbahnen aufgeführt. In den zur Veröffentlichung gehörenden Musterquerschnitten sind Ausführungsvarianten für den entsprechenden Einsatz als Außendichtung dargestellt.

Zusätzlich wurde vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft der Leitfaden „Freibord – Überströmungsstrecken“ herausgegeben. Die Fassung von 2006 wurde im Mai 2011 überarbeitet, trägt jedoch noch immer das Fassungsdatum von 2006.

Die hier aufgeführten Überströmstrecken bezeichnen dabei nur planmäßig ausgebaute Abschnitte, bei denen in vorher festgelegten und konstruktiv geschützten Bereichen das Wasser über den Deich strömt. Als konstruktive Sicherung ist nach dieser Empfehlung auch die Abflachung einer Grasböschung auf  $\leq 1:5$  zulässig, wenn der darunterliegende Damm aus gut verdichtetem, kohäsivem Material besteht. Zusätzlich wird die Wahl einer „geeigneten“ Grassorte empfohlen und die Möglichkeit genannt, durch Draht- oder Kunststoffgeflechte die Erosionsstabilität des Bewuchses zu erhöhen. So soll das Ausreißen einzelner Pflanzenteile verhindert werden.

Gleichzeitig wird darauf hingewiesen, dass die Dauerhaftigkeit dieser Überströmungsstecke maßgeblich von der Überströmungsdauer abhängig ist, ohne dass dabei konkrete Zeitspannen angegeben werden (Lebensministerium, 2006).

#### **5.1.1.3 Schweiz**

##### **Normen**

Die „Schweizerische Normen-Vereinigung“ hat bisher keine SN-Norm zum Thema Flussdeiche oder Flusssdämme herausgegeben.

##### **Merklblätter / Empfehlungen**

Vom Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) wurde 2001 die sog. Wegleitung „Hochwasserschutz an Fließgewässern“ herausgegeben. Sie enthält jedoch keine konstruktiven Vorgaben oder Anforderungen an Deiche oder Dämme. Lediglich im Kapitel „Maßnahmen“ werden überflutbare Dämme als Mittel zur gezielten seitlichen Ableitung von Abflussspitzen genannt. Als maximal zulässige spezifische Entlastungsmengen werden 1 m<sup>3</sup>/s genannt, wobei die Berechnungsgrundlage nicht aufgeführt wird. Hinsichtlich möglicher Deckwerke und zum Einsatz von Geokunststoffen sind keine Ausführungen enthalten. Verweise auf weiterführende Normen oder Regeln zum Bau und zur Konstruktion von Dämmen oder Deichen fehlen (BWG, 2001).

#### **5.1.2 Niederlande**

Neben Deutschland konnten in den Niederlanden die meisten Veröffentlichungen offizieller Stellen (Normungsinstitute oder Regierungsorganisationen) zum Thema Deichbau gefunden werden.

##### **Normen**

Vom „Nederlandse Normalisatie-Instituut“ gibt es keine NEN („Nederlandse Norm“) zum Thema Deichbau.

Bei allen Veröffentlichungen handelt es sich somit dem Namen nach um Regelwerke außerhalb der Normung. Sie stellen dennoch den anerkannten Stand der Technik dar, sind somit gültige Planungs- und Bewertungsgrundlage für den Deichbau und werden im nächsten Abschnitt vorgestellt.

##### **Merklblätter / Empfehlungen**

Die niederländischen Richtlinien zum Deichbau werden vom „Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW)“ (übersetzt: Expertennetzwerk für Hochwasserschutz) herausgegeben. Dieses Netzwerk besteht seit 2005.

---

Ältere Veröffentlichungen nennen noch das „Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen“ (Technical Advisory Committee on Water Defences (TAW)) als Herausgeber, das 2005 in das ENW überführt wurde.

Im „Guide on Design of River Dikes“ wird im Band 1 der Ober- und Mittellauf von Flüssen betrachtet, was einem Fluss ohne Tideeinfluss entspricht (TAW, 1992).

Für normal beanspruchte Deiche wird ein Rasendeckwerk empfohlen. Weiterer Bewuchs ist nicht zugelassen.

Anders als in Deutschland wird in den Richtlinien ein maximal zulässiger Volumenstrom genannt, der über den Deich strömen darf, ohne dass Schäden zu erwarten sind. Die Grenzen wurden auf Grundlage von Labor- und Feldversuchen aus den 1960er und -70er Jahren festgelegt (TAW, 1992)<sup>3)</sup>. Angaben über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten oder die maximal zulässigen Überströmungshöhe sind nicht aufgeführt.

Die maximal zulässige Wassermenge richtet sich nach dem Deichmaterial, dem Zustand des Rasendeckwerks und der Geometrie des Deiches und liegt zwischen  $0,1 \frac{1}{(s \cdot m)}$  und  $10 \frac{1}{(s \cdot m)}$  (TAW, 1992). Die dafür erforderlichen Voraussetzungen sind im Einzelnen:

- bis ca.  $0,1 \frac{1}{s \cdot m}$  - zulässig bei einer landseitigen Böschung aus inhomogenem, sandigem Material mit einem geringen Bedeckungsgrad durch den Deichrasen
- bis ca.  $1,0 \frac{1}{s \cdot m}$  - zulässig bei einer landseitigen Böschung aus Kleiboden mit einer schlecht bis durchschnittlich gepflegten Rasendecke
- bis  $10 \frac{1}{s \cdot m}$  - zulässig bei einer landseitigen Böschung aus Kleiboden (Tonanteil: mindestens 25 %) mit einer Dicke von  $> 60$  cm, einem gut gepflegten, dichten Rasendeckwerk und einer Böschungsneigung – ohne scharfe Neigungswechsel – von kleiner 1:2,5

Bemessungsregeln für den Einsatz von Geokunststoffen zur Böschungssicherung sind in den Regelwerken nicht aufgeführt.

Für die Deichunterhaltung und den Betrieb von Deichen wurden von der TAW zwei weitere Schriften – „Management and Maintenance of Dikes and Banks“ (TAW, 2003) sowie „Fundamentals on Water Defences“ (TAW, 1998) – veröffentlicht, die ebenfalls nicht den Charakter einer Norm besitzen, sondern etwa den deutschen Handlungsempfehlungen der Bundesländer gleichzusetzen sind.

Die Anforderungen an ein Rasendeckwerk und Hinweise zu den einzusetzenden Arten und der Pflege wurden in einer eigenen Empfehlung herausgegeben. Darin wird die allgemeine Wirkungsweise und in Teilen auch das Widerstandsverhalten des Deichrasens erläutert. Rechenansätze oder ein Ansatz der Festigkeitserhöhung durch Geokunststoffe finden sich in der Schrift nicht (TAW, 1999). Als wesentliche Einflussfaktoren auf den Erosionswiderstand werden neben der Bewuchsdichte vor allem die Artenvielfalt der Gräser und Kräuter auf dem Deich und die Art der Nutzung genannt.

Planmäßige oder temporäre Überlaufstrecken werden in den Regelwerken nicht beschrieben oder aufgeführt.

### 5.1.3 USA

Das Regelwerk zum Deichbau in den USA („Design and Construction of Levees“ (Engineers, 2004)) wird vom US Army Corps of Engineers herausgegeben.

Die empfohlenen Deichquerschnitte entsprechen etwa den europäischen Anforderungen und auch die Deckwerksempfehlung, eine dichte Rasendecke, findet sich in der amerikanischen Vorschrift wieder.

---

<sup>3)</sup> Diese Quelle ist auf Englisch verfügbar. Die z. T. wiedergegebenen Ergebnisse der Untersuchungen aus den 1960er und -70er Jahren wurden im Original nur auf Niederländisch veröffentlicht. Aus sprachlichen Gründen wurde auf eine tiefere Prüfung der Originalveröffentlichungen verzichtet.

---

Neben den allgemeinen Anforderungen an das Deichprofil werden Geokunststoffe erwähnt, die im Bereich der Dränage zugelassen sind. Einen Einsatz von Geokunststoffen zu Böschungssicherung ist nicht vorgesehen.

Planmäßige oder temporäre Überlaufstrecken werden in diesem Regelwerk nicht beschrieben oder aufgeführt.

#### **5.1.4 England / Großbritannien**

##### **Normen**

In den „British Standards“, dem englischen Äquivalent zur DIN, existiert kein spezielles Regelwerk zum Deichbau.

In der Norm „BS 6349-1:2000 ; Maritime structures. Code of practice for general criteria“ (TSO, 2000) sind Hinweise enthalten, in welchen Bereichen des Deiches bituminöse und zementhaltige Baustoffe eingesetzt werden dürfen, Angaben zur konkreten Anwendung und Dimensionierungen sind nicht enthalten.

##### **Merkblätter / Empfehlungen**

Eine Anleitung zu Bau und Unterhaltung von Fluss- und Seedeichen wurde vom National Audit Office (NAO) veröffentlicht (NAO, 2007), wobei dies ein Statusreport über den Ausbau der Deiche ist und weniger eine technische Vorschrift.

Im CIRIA Report 116 „Design of Reinforced Grass Waterways“ (Hewlett, 1987) wurden Untersuchungen zum Widerstand von Rasenflächen während einer Überströmung veröffentlicht. Diese Ergebnisse sind die bis dahin umfanglichsten Datengrundlagen in diesem Bereich und werden in zahlreichen Forschungsberichten, auf die im Kapitel 5.2 eingegangen wird, als Grundlage genutzt.

#### **5.1.5 Länderübergreifende Richtlinien**

In den Jahren 2008 bis 2013 wurde unter Beteiligung von Forschungseinrichtungen und Regierungsorganisationen aus Frankreich, Großbritannien und den USA, mit wissenschaftlicher und finanzieller Unterstützung von Einrichtungen aus Irland, den Niederlanden und Deutschland an einer gemeinsamen Handlungsanweisung gearbeitet („International Levee Handbook“; ILH). Die Veröffentlichung erfolgte im November 2013.

Eine deutsche Übersetzung wird voraussichtlich nicht veröffentlicht. Der Vortext des „Scoping-Report“ (ILH, 2010) weist ausdrücklich darauf hin, dass in den gerade überarbeiteten Deutschen Normen und Richtlinien bereits die Auswertungen der Hochwasserereignisse vom Anfang des Jahrtausends beinhaltet sind. Dies unterscheidet Deutschland von den übrigen beteiligten Ländern, in denen die Erkenntnisse aus den jüngeren Katastrophen nicht in neue Regelwerke eingeflossen sind.

Im ILH sind viele Einflüsse aus der neuen DIN 19712 enthalten wobei bei den einzelnen Vorgaben – sofern möglich und erforderlich – eine Anpassung an die jeweiligen Ländervorschriften erfolgt.

Das ILH stellt dabei die Arbeit eines Expertengremiums dar und dient vorrangig dem Erfahrungsaustausch. Das ILH wurde somit nicht im Rang einer Norm veröffentlicht. Ob und wann die Ergebnisse aus dem ILH in nationale Normen umgesetzt werden, ist nicht absehbar. Im Vorwort wird z. B. für die USA explizit darauf hingewiesen, dass der Inhalt des ILH weder als neuer oder als ergänzender Standard gilt (Banks et al., 2013)

Im Kapitel 9.13.04 des ILH wird der Einsatz von Geokunststoffen beschrieben. Dabei werden ausschließlich in Deutschland entwickelte und publizierte Methoden genannt. Eine Übersicht über diese ist im Kapitel 5.2 dieser Arbeit enthalten.



## 5.1.6 Zusammenfassung und Vergleich der Ländervorschriften

Die vorgeschriebenen Profile der Flussdeiche in den verglichenen Ländern weisen viele Gemeinsamkeiten auf. Sowohl in der Neigung, als auch in der Kronenbreite und dem Deckwerk gibt es nur geringe Abweichungen. Eine Gegenüberstellung der Konstruktionsregeln in den einzelnen Ländern ist in der folgenden Tabelle 03 zu finden. Die Vorgaben beziehen sich dabei auf Deiche ab einer Höhe von ca. 1,5 m, da für niedrigere Bauwerke in den nationalen Regelwerken z. T. Sonderkonstruktionen zugelassen werden.

Tabelle 03: Vergleich länderspezifischer Konstruktionsvorgaben für Flussdeiche (ausgewählte Parameter)

| Land              | Krone  |                   | Neigung |                     | Verteidigungs-<br>weg | Deckwerk     |                           | Überlauf-<br>strecken <sup>5)</sup> |
|-------------------|--------|-------------------|---------|---------------------|-----------------------|--------------|---------------------------|-------------------------------------|
|                   | Breite | Weg <sup>2)</sup> | Land    | Wasser              |                       | Traditionell | Geokunstst. <sup>4)</sup> |                                     |
| D                 | > 3 m  | Hinterland        | ≤ 1:3   | ≤ 1:3               | > 3 m                 | Rasen        | Di; Fi; Dr                | s.A.                                |
| A                 | > 3 m  | Hinterland        | ≤ 1:3   | ≤ 1:3               | > 3 m                 | Rasen        | Di; Dr                    | s.A.                                |
| CH                | -      | -                 | -       | -                   | -                     | -            | -                         | -                                   |
| NL                | > 4 m  | Krone             | ≤ 1:3   | ≤ 1:3 <sup>3)</sup> | > 3 m                 | Rasen        | -                         | k. A.                               |
| GB                | -      | -                 | -       | -                   | -                     | -            | -                         | -                                   |
| USA <sup>1)</sup> | > 3,05 | Krone             | ≤ 1:2   | ≤ 1:2               | 3 m                   | Rasen        | -                         |                                     |

<sup>1)</sup> alle Längenangaben in das metrische System überführt  
<sup>2)</sup> angegeben wird die Vorzugslösung  
<sup>3)</sup> abhängig vom Deckwerkstyp, bei Rasen ≤ 1:3, bei Blocksatz, Steinschüttung etc. bis 1:2  
<sup>4)</sup> Di = Dichtung; Fi = Filter; Dr = Drainage  
<sup>5)</sup> k. A. = keine Angaben ; s.A. = Spezielle Anforderungen in den Vorschriften definiert

Der Einsatz von Geokunststoffen zur Verbesserung der Oberflächensicherung wird in keinem nationalen Regelwerken explizit erwähnt. Lediglich im Bereich der Drainage, der Filter und der Dichtung werden Geokunststoffe als mögliche Lösungen aufgeführt.

## 5.2 Forschung zu überströmbaren Deichen und Dämmen

Überlaufstrecken werden in der DIN 19712:2013-01 erwähnt, ohne dass konstruktive Vorgaben oder Berechnungsgrundlagen aufgeführt werden. Lediglich die lokal abgesenkte Deichkrone und die zu sichernde landseitige Böschung werden als spezifische Merkmale genannt. Hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung wird auf das Merkblatt 507-1 der DWA verwiesen (DIN 19712:2013-01, 2013). Die vorherige Version der DIN 19712 enthielt den Hinweis, dass bei geringen hydraulischen Lasten durch eine deutlich flacher ausgeführte landseitige Böschung (1:10 bis 1:20) bereits eine erosionssichere Überlaufstrecke realisierbar sei. Dabei wurde jedoch weder der Begriff der „geringen Lasten“ definiert, noch die bei größeren Belastungen erforderlichen Art der Erosionssicherung näher erläutert (DIN 19712:1997-11, 1997).

Entsprechend wurden in der Vergangenheit bereits zahlreiche Materialien und Bauweisen hinsichtlich der Einsetzbarkeit überprüft. Die so gefundenen Lösungen unterscheiden sich vor allem hinsichtlich des Aufbaus und der Anwendbarkeit in zahlreichen Details. Einige sind nur beim Neubau von Deichen einsetzbar, andere Lösungen erfordern nur geringe Eingriffe in die bestehende Deichstruktur. Teilweise liegt der überströmungssichere Teil des Deckwerks sichtbar an der Oberfläche, in anderen Fällen überlagert eine dünne bewachsene Schicht – die hauptsächlich optische Gründe hat und die im Überströmungsfall sofort erodiert wird („Opferschicht“) – die Erosionssicherung. Einige der untersuchten Methoden wurden bereits in die Ausführungshinweise zur Herstellung erosionssicherer Überlaufstrecken des Merkblattes M 507-1 der DWA übernommen (DWA, 2011).

Neben der Sicherung von Krone, Böschungsschulter (Wasser- und Landseite), Böschung und Böschungsfuß wird in diesem Merkblatt empfohlen, die landseitige Böschung auf ein Steigungsverhältnis von 1:5 bis 1:10 zu reduzieren (DWA, 2011). Diese Methode erfordert jedoch sehr viel Platz, da sich das Deichlager entsprechend vergrößert (Beispiel: Das Deichlager eines Deiches mit einer Kronenhöhe und -breite von 3 m und einer

---

wasserseitigen Böschungsneigung von 1:3 erreicht bei einer landseitigen Neigung von 1:10 eine Breite von 42 m gegenüber 21 m bei einer Böschungsneigung von 1:3 sowohl auf der Wasser- als auch auf der Landseite (jeweils ohne Deichverteidigungsweg)). Ein flächendeckender Einsatz entlang ganzer Flussabschnitte scheitert daher meist am erforderlichen Landerwerb bzw. steht in Konkurrenz zu andersartigen Landnutzungen entlang der Flüsse.

Um den Platzbedarf überströmungssicherer Deichkonstruktionen bei gleichzeitiger Verbesserung des Erosionswiderstandes und der Gesamtstandsicherheit zu verringern wurden zahlreiche Versuche durchgeführt, die im Folgenden als Stand der Forschung vorgestellt werden.

Die Untersuchungen beziehen sich dabei sowohl auf Lösungen, die für explizite, örtlich begrenzte Überlaufstrecken genutzt werden können, als auch auf Maßnahmen, die in die gewöhnliche Deichlinie eingebaut werden können und so zu einer generellen Verbesserung des Erosionswiderstandes führen.

Die örtlich begrenzt umsetzbaren Lösungen (z. B. Massivbauwerke mit Erdüberdeckung) werden im Folgenden nicht vertiefend erläutert, da das Hauptaugenmerk auf Methoden liegt, die sich optisch in die bestehenden Deichlinien einfügen und über lange Strecken umweltverträglich einbauen lassen.

### **5.2.1 Forschungsstandorte zur Deichüberströmung**

Da in Deutschland und den Nachbarländern ständig im Bereich der Hochwassersicherheit geforscht und entwickelt wird, ist es unmöglich, alle Standorte aufzuführen, an denen in den letzten zehn Jahren Versuchsanlagen betrieben wurden. Die Forschung zur Überströmungssicherheit von Deichen lässt sich jedoch – wenn man die Veröffentlichungen zu diesem Thema als Gradmesser für die Forschung nimmt – auf einige Standorte reduzieren. Die dort untersuchten Lösungen werden im Folgenden kurz vorgestellt.

#### **5.2.1.1 München**

An der TU München wurden zahlreiche Versuche zum Einsatz von Geokunststoffen im Deichbau durchgeführt (vgl. u. A. (Haselsteiner, Strobl, et al., 2007)).

Die Versuche wurden an einem maximal 2,5 m breiten Scheibenmodell (Halbmodell) durchgeführt, wobei die hydraulische Belastung zwischen 50 und 300 l/(s·m) betrug. Sämtliche Versuche wurden ohne eine Überdeckung der Geokunststoffe durchgeführt. Die folgenden Befestigungsparameter (Erläuterungen s. Abbildung 11 im Kapitel 3.3) wurden innerhalb der Versuchsreihen variiert:

- böschungsparelle Bahnen (mit und ohne zusätzliche Fixierung),
- horizontale Bahnen (Schichtaufbau),
- mittels Schlaufen gesicherte Böschungen.

Am widerstandsfähigsten zeigten sich in den Versuchen die mittels Schlaufen gesicherten Böschungen, die nur minimale Verformungen aufwiesen. Die größten Schäden wurden bei der Böschungssicherung mittels unbefestigter böschungspareller Vliesmatten beobachtet (Haselsteiner, Strobl, et al., 2007).

Die in München favorisierte Schlaufenlösung stellt demnach eine gute Sicherung bei Überströmung dar, ist jedoch von der Art des Aufbaus nur bedingt für Sanierungsmaßnahmen an Deichen geeignet, da Teile des Altdeichs abgetragen werden müssen, um eine ausreichende Verankerung der Schlaufen gewährleisten zu können. Diese Methode ist danach eher für grundlegende Deicherneuerungen oder beim Neubau von Deichen relevant, bei denen die notwendigen Erdarbeiten ohnehin anfallen.

Was im Zuge der veröffentlichten Untersuchungen nicht geprüft wurde, war eine Überdeckung der Schlaufen mit Oberboden und Bewuchs. Daher fehlen Informationen darüber, wie sich die Verbindung zwischen dem Deichrasen und den Schlaufen ausbilden kann und wie diese den hydraulischen Belastungen standhält.

---

Ebenfalls fehlt eine Untersuchung, ob die überdeckten Schlaufen eine Pflege des Deiches mit den herkömmlich dafür eingesetzten Maschinen gestatten, oder ob die Überdeckung zu gering ist, um den Geokunststoff dauerhaft zu schützen.

Sollte die Überdeckung so groß zu wählen sein, dass keine wirksame Verbindung zwischen Oberboden und Schlaufen entstehen kann, tritt der Effekt einer Opferschicht auf: der Bewuchs und der Oberboden werden im Falle einer Deichüberströmung vollständig erodiert und müssen im Anschluss an das Hochwasserereignis neu aufgebracht werden.

Die 2007 angekündigten Versuche mit Fertigrasen sowie Fertigrasen mit darunterliegenden Geokunststoffen wurden nach Auskunft des damals zuständigen Mitarbeiters, nach dessen Ausscheiden aus der Universität nicht mehr ausgeführt.

#### **5.2.1.2 Karlsruhe**

Am Forschungszentrum Karlsruhe / der Universität Karlsruhe wurden in den Jahren 2000 – 2002 intensiv an der Entwicklung landschaftsverträglicher und überströmungssicherer Deckwerke geforscht. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf dem Einsatz von Mastix-Schotter.

Die dafür durchgeführten Modellversuche wurden an einem 1,5 m breiten Scheibenmodell (Halbmodell) durchgeführt. Mit der zur Verfügung stehenden Überströmungslänge von ca. 4,6 m wurde ein technischer Maßstab von 1:2 bis 1:4 ermittelt. Die hydraulische Belastung wurde zwischen 0 und 300 l/(s·m) variiert (Bieberstein et al., 2002).

Die Ergebnisse der Versuche werden ausführlich im Kapitel 5.2.2.1 aufgeführt.

#### **5.2.1.3 Stuttgart**

An der Universität Stuttgart wurden in der Versuchsanstalt für Wasserbau zu Beginn der 2000er Jahre an verschiedenen Methoden zur Verbesserung der Überströmungssicherheit von Flussdeichen geforscht. Im Rahmen der Untersuchungen wurden Steinsatzdeckwerke, geogitterummantelte Steinmatratzen und durch Bodenverfestigung<sup>4)</sup> geschützte Böden überströmt.

Die Untersuchungen wurden in einer Rinne mit 7,5 m Länge und 1,5 m Breite ausgeführt. Die publizierten Ergebnisse behandeln dabei planmäßige Überströmungsstrecken (Neigung 1:6). Die Bedingungen für einen flächendeckenden Einsatz an Deichen mit nicht vorher definierten Überströmungsbereichen waren nicht Bestandteil des Untersuchungsprogramms.

Die Publikation der Ergebnisse erfolgte in den Jahren 2002 und 2003. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse ist im Kapitel 5.2.2.2 dieser Arbeit eingefügt.

#### **5.2.1.4 Rostock**

Durch die Universität Rostock wird seit 2010 das Projekt „DredgDikes“ betreut, bei dem vorrangig der Einsatz von Baggergut für die Errichtung von Deichen untersucht wird.

Der Deich besteht aus einem Sandkern, das Deckwerk ist als Rasendeckwerk ausgeführt, wobei in einzelnen Abschnitten oberflächennah Geokunststoffe (Geogitter oder Erosionsschutzmatten) eingebaut wurden (Saathoff & Cantré, 2014).

---

<sup>4)</sup> Durch die Zugabe eines hydraulischen Bindemittels (z. B. Kalk, Zement oder Kalk-Zement-Gemisch) veränderter bindiger/kohäsiver Boden. Das Bindemittel reduziert den Wassergehalt, verbessert die Verdichtungsfähigkeit und erhöht die Festigkeit des Bodens (FGSV, 2004 bzw. 2009)

---

Im Zuge dieses Projekts wurden im Jahr 2013 mehrere Überströmungsversuche durchgeführt. Dabei wurden Abschnitte mit einer Breite von 1,8 m mit Durchflüssen von 45 l/(s·m) bis 230 l/(s·m) beaufschlagt. Das Gefälle der überströmten Deichquerschnitte beträgt mit 1:2 bis 1:3.

Die aus dem Versuch resultierende Schubspannungsbelastung wird mit 250 N/m<sup>2</sup>, die maximale Fließgeschwindigkeit mit 3,6 m/s angegeben. Eine genaue Angabe, wo die Belastungen aufgetreten sind, enthält die Veröffentlichung nicht (Cantré & Saathoff, 2014).

#### 5.2.1.5 Delft (NL)

Die Forschung in Delft erfolgt vorrangig an Seedeichen, da diese den größeren Teil des niederländischen Hochwasserschutzes ausmachen. Zur Bestimmung der Erosionssicherheit der grasbewachsenen Deiche wurden in der Vergangenheit zahlreiche Überströmungsversuche durchgeführt, die jedoch auf eine welleninduzierte Belastung ausgelegt waren. Im Jahr 2002 wurde an einem Altdeich ein Überströmungsversuch durchgeführt (Lindenberg et al., 2002). Die Untersuchung beschränkte sich auf die Standsicherheit einer herkömmlichen grasbewachsenen Deichböschung und die Art der Breschenbildung. Eine Sicherung der Böschung durch innovative Deckwerke oder eine temporäre Sicherung war aufgrund der Versuchsanordnung nicht möglich bzw. nicht gewünscht. Zu beachten ist, dass bei diesem Versuch der Deich aufgrund vorheriger Versuche vorgeschädigt war und so der Beginn der Breschenbildung im sandigen Oberboden bereits bei einer Überströmung von 0,55 l/(s·m) stattfand. Im weiteren Versuchsverlauf erwies sich der Lehmkern des Deiches jedoch als widerstandsfähig, da trotz der gesteigerten Überströmung von 40 bis 60 l/(s·m) – bezogen auf den eingetieften Überströmungsquerschnitt – und einer Versuchsdauer von fünf Stunden ein vollständiges strukturelles Versagen ausblieb (Pilarczyk, 1998).

2007 wurde an der TU Delft eine Arbeit mit dem Titel „Reinforced Grass On Inner Dike Slopes“ veröffentlicht (Garcia, 2007). In dieser werden zahlreiche Gleichungen, die im Bereich der Überströmung von Deichen Anwendung finden, vorgestellt und zusammengefasst. Dabei werden auch bisher verfügbaren mathematischen Modelle und Berechnungsansätze zur Abbildung der Wirkung des Wurzelwerks des Rasendeckwerks vorgestellt. Eigene Versuche wurden für diese Arbeit jedoch nicht durchgeführt. Es handelt sich vielmehr um eine Zusammenstellung der Ergebnisse der bisher bekannten Versuche. Neben der Nutzung regulärer Quellen verweist die Arbeit an mehreren Stellen auf „graue Literatur“. Die gleichförmige Überströmung ist in dieser Arbeit aus den oben genannten Gründen nur ein untergeordneter Aspekt.

### 5.2.2 Untersuchte bzw. entwickelte oberflächennahe Lösungen

Innerhalb dieser Arbeit bezeichnet „oberflächennah“ die Form der Deckwerke, deren Einbau maximal bis einen Meter unter die Oberfläche reicht. Die Gruppe umfasst demnach Deckwerke, die sowohl beim Neubau von Deichen, vor allem aber im Zuge von Instandhaltungsmaßnahmen zum Einsatz kommen können.

Im Wesentlichen lassen sich dabei zwei Ansätze zum Lastabtrag unterscheiden:

- Bei **kohärenten Deckwerken** handelt es sich um eine Deckwerksform, bei der die einzelnen Elemente des Deckwerks fest miteinander verbunden werden. So muss nicht jedes einzelne Element der Oberflächensicherung den angreifenden Wasserkraften widerstehen, sondern die Kräfte werden – eine ausreichende innere Stabilität vorausgesetzt – über das Gesamtsystem abgetragen.
- Innerhalb eines **Deckwerks in Lockerbauweise** muss jedes einzelne Element den angreifenden Kräften widerstehen. Ein Abtrag über das Gesamtsystem findet nicht statt.

Für beide Systeme werden im Folgenden Beispiele genannt und die Grenzen der Einsetzbarkeit, sowie (mögliche) Vor- und Nachteile aufgezeigt.

---

#### 5.2.2.1 Kohärente Deckwerke

Ein Beispiel für kohärente Deckwerke ist eine Oberflächensicherung aus Mastix-Schotter (einem bituminös gebundenen Einkornsplitt). Dieser Deckwerkstyp wurde in den Jahren 2000 bis 2002 intensiv am Forschungszentrum Karlsruhe untersucht.

Dieses Material besitzt aufgrund des Bindemittels eine hohe Erosionsbeständigkeit, ist wasserdurchlässig und kann durchwurzelt werden. So ist es möglich, eine Überlaufstrecke zu konzipieren, die überströmendem Wasser ausreichenden Widerstand bietet, um ein Versagen des Deiches zu verhindern (Bieberstein et al., 2004).

In den Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass das Material alle Anforderungen an die langfristige Sicherung einer Überströmungstrecke erfüllt. Dies zeigt sich auch daran, dass bereits eine Umsetzung der Methode in die Praxis an einem Hochwasserrückhaltebecken erfolgte (Bieberstein & Wörsching, 2004).

Der Einsatz dieser Deckwerksart wurde auch in den Leitfaden „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der Landesanstalt für Umweltschutz Baden Württemberg (LfU) übernommen (LfU, 2004).

Ein großer Vorteil des Deckwerks liegt darin, dass sich darauf eine Vegetationsdecke (entweder angesät oder durch natürliche Prozesse entwickelt) ausbilden und dieses auch den Belastungen einer Überströmung widerstehen kann. Die Pflege dieses Bewuchses kann mit herkömmlichen Maschinen durchgeführt werden, da das gesamte Deckwerk mit diesen befahren werden kann (Bieberstein & Wörsching, 2004).

Ergebnisse von Langzeituntersuchungen hinsichtlich der Stabilität des Deckwerks gegenüber Frost-/Tauwechseln und die Auswirkungen von Vegetation auf die Durchlässigkeit und damit auf die Gefahr von Staudruck unter dem Deckwerk wurden bisher nicht publiziert.

Der Einsatz von Mastix-Schotter stellt jedoch einen großen baulichen Aufwand dar, der bisher nur im Bereich spezieller Überlaufstrecken sinnvoll erscheint. Hinzu kommt, dass Untersuchungen zur Einsatzfähigkeit auf steilen Böschungen nicht vorliegen, da nur Neigungen bis zu einem Verhältnis von 1:5 untersucht wurden, bzw. sich das Deckwerk bei steileren Böschungen als nicht standsicher erwies (Versagen des Deckwerks bei einem Steigungsverhältnis von 1:3,5 und einer hydraulischen Belastung von  $0,05 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ) (Bieberstein & Wörsching, 2004).

Als limitierender Faktor stellte sich bei den durchgeführten Versuchen vor allem der sich unterhalb des Mastix-Schotters und der trennenden Geokunststoffschicht befindliche Deichbaustoff (in diesem Fall: Sand) heraus, da dessen innerer Reibungswinkel, und nicht der Reibungswinkel der Scherfuge zwischen Boden und Geokunststoff, für den statischen Nachweis des Deckwerksystems maßgeblich wurde (Bieberstein et al., 2002).

#### 5.2.2.2 Deckwerke in Lockerbauweise

Im Bereich der Deckwerke in Lockerbauweise wurde in der jüngeren Vergangenheit erprobt, welchen Überströmungswiderstand ein durch die Zugabe von Bindemittel verbesserter feinkörniger Boden bietet und bis zu welchen hydraulischen Belastungen herkömmliche Deckwerke aus Steinschüttung und Steinsatz widerstehen können.

- **Bodenstabilisierung**

Neben der Oberflächensicherung durch das Aufbringen erosionsstabiler Baustoffe und Konstruktionen, besteht generell auch die Möglichkeit, den anstehenden Boden durch die Zugabe eines Bindemittels in seinen Eigenschaften zu verändern. Versuche in Stuttgart haben gezeigt, dass durch das Einmischen von Kalk in einen kohäsiven Boden eine deutliche Verbesserung der Erosionssicherheit erreicht wurde. Die Steigerung der einachsigen Zylinderdruckfestigkeit und des Erosionsverhaltens kann dabei nicht allgemeingültig im Vorfeld angegeben werden, da sie maßgeblich vom eingesetzten Bodenmaterial und der Menge an zugegebenem Bindemittel abhängt.

---

Bei den durchgeführten Versuchen konnte der Erosionswiderstand deutlich erhöht werden, was durch entsprechende Überströmungsversuche – bei denen das Deckwerk im glatt eingebauten, aber auch im aufgerauten Zustand und bei einer hydraulischen Belastung von 220 l/(s·m) keine sichtbare Erosion zeigte – belegt wurde. Um die Eignung auch in der natürlichen Umgebung nachweisen zu können, wurden die Bodenproben einem mehrfachen Frost-Tau-Wechsel unterzogen, der bei zahlreichen Proben zu einer deutlichen Reduktion des ursprünglichen Festigkeitszugewinns (z. T. sank die Zylinderdruckfestigkeit dadurch um 50 %) führte (Westrich et al., 2003).

Innerhalb dieser Versuchsreihe wurden nur unbewachsene Böschungselemente mit glatter oder aufgerauter Oberfläche bei einer Böschungsneigung von 1:6 überprüft.

Offen bleibt die Frage, ob dieses Deckwerk durchwurzelnbar ist (die mögliche Begrünung ist eine der Grundvoraussetzungen für den Einsatz entlang großer Deichstrecken) und wie sich der Bewuchs auf das Erosionsverhalten auswirkt. Versuchsergebnisse zu diesen Fragen liegen nicht vor, es ist jedoch zu erwarten, dass sich die Bepflanzung negativ auf die Stabilität auswirken wird, da durch die Wurzeln das Gefüge des Bodens wieder aufgebrochen werden muss, da anderenfalls die Pflanzen keinen Halt finden und sonst keinen Zugriff auf im Boden gespeichertes Wasser haben.

- **Steinsatz / Steinschüttung**

Bei dieser Deckwerksform werden einzelne Steine kraftschlüssig und meist einlagig auf der Böschung verlegt (Steinsatz) oder in mehreren Lagen lose auf die Böschung geschüttet (Steinschüttung). Die erwarteten hydraulischen Lasten bestimmen dabei, welche Steine zum Einsatz kommen können (Form und Abmessungen) und die minimale Dicke des Deckwerksaufbaus (DIN 19657:1973-09). Untersuchungsergebnisse zum Versagen dieser Deckwerkstypen im Überströmungsfall wurden 2003 veröffentlicht (Westrich et al., 2003).

## 6 Versuche

### 6.1 Versuche zur Bestimmung der hydraulischen Rauigkeit von Geokunststoffen

Wie im Kapitel 4.1.2 dargelegt, hängt die hydraulische Belastung auf einer überströmten Fläche maßgeblich von der Rauigkeit des Untergrundes ab. Bei den im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Forschungsvorhaben wurden entweder keine Geokunststoffe eingesetzt (Stuttgart und Karlsruhe; u. A. Westrich et al., 2003 oder Bieberstein & Wörsching, 2004) oder ein Aufbau gewählt, bei dem die hydraulische Belastung weniger von den Materialparametern der Geokunststoffe, als vielmehr von der Geometrie des Aufbaus bestimmt wird (München; u. A. Haselsteiner et al., 2007). Lediglich für die rasenbewachsenen Flächen liegen die Rauigkeiten nach dem Ciria-Report 116 (Hewlett, 1987) vor.

Für den oberflächennahen und flächenhaften Einsatz von Geokunststoffen, die auch im unbedeckten – oder nach der Erosion des Oberbodens wieder unbedeckten – Zustand überströmt werden können oder für die temporäre Überströmungssicherung durch böschungsparelle Bahnen, tritt die hydraulische Rauigkeit der verwendeten Geokunststoffe in den Vordergrund.

Da diese Werte weder in der Literatur, noch bei den Herstellern der Geokunststoffe vorliegen, müssen sie im Vorfeld der Versuche bestimmt werden.

#### 6.1.1 Versuchsaufbau zur hydraulischen Rauigkeit

Die Bestimmung des Strickler-Beiwertes ( $k_{st}$ ) der verwendeten Geokunststoffe erfolgt mittels Rinnenversuchen. Die verwendete Rinne ist 30 m lang, 0,5 m breit und 0,5 m hoch. Die hydraulische Belastung lässt sich stufenlos bis zu einem maximalen Durchfluss von 0,15 m<sup>3</sup>/s einstellen, was einem breitebezogenen Volumenstrom von bis zu 300 l/(s·m) entspricht. Die Aufnahme der Geschwindigkeitsprofile erfolgt in der Mitte (sowohl in Längs-, als auch in Querrichtung) der 3 m langen Versuchsstrecke, die sich auf der Hälfte der Rinnenlänge befindet.

Für jedes Material werden die Geschwindigkeiten bei unterschiedlichen Durchflüssen aufgenommen, um eine eventuelle Belastungsabhängigkeit der hydraulischen Rauigkeit bestimmen zu können.

Die Aufnahme der Geschwindigkeiten erfolgt mittels eines Messflügels. Die Steuerung des Durchflusses wird mit Schiebern bewerkstelligt und per MID (Magnetisch-induktiver Durchflussmesser) überwacht. Die Wasserstände wurden über Stechpegel bestimmt.

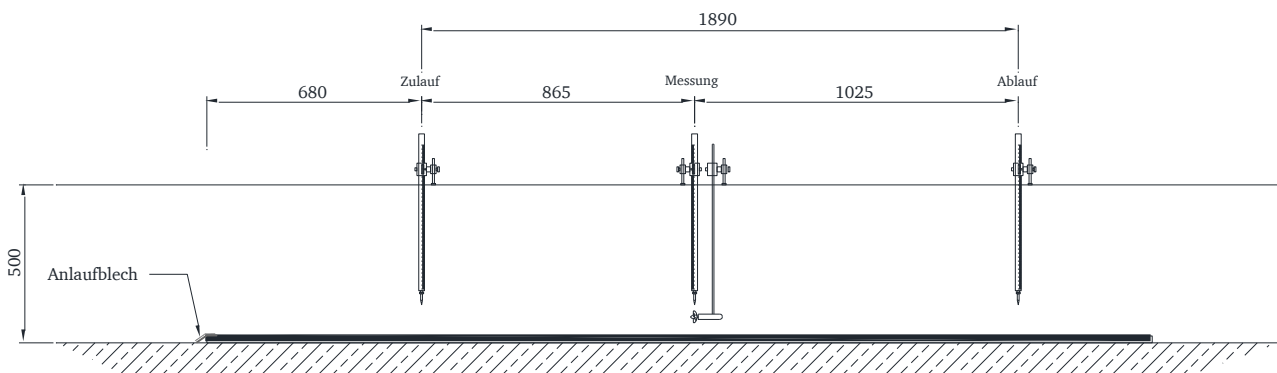


Abbildung 22: Versuchsaufbau zur Rauigkeitsbestimmung von überströmten Geokunststoffen [Maßangaben in mm]

Wie in Abbildung 22 zu sehen ist, beträgt die Messstrecke für das Energiegefälle 1,89 m. Der Messpunkt der Geschwindigkeit liegt, aufgrund baulicher Besonderheiten nicht in der Mitte der Pegelstrecke, sondern leicht in Fließrichtung versetzt. Der erste Messpunkt zur Bestimmung der Fließtiefe liegt 0,68 m hinter der Vorderkante der Matte. Die Abbildung zeigt dabei den modifizierten Aufbau, bei dem ein Blech den Anströmwiderstand der Matte an der Stirnseite reduziert. Diese Modifikation wurde erforderlich, da sich die



Matte ohne zusätzliche Sicherungen und bei großen Durchflussmengen als nicht lagestabil erwies (s. Kapitel 6.1.2).

Die zu untersuchenden Geokunststoffe werden passgenau in das Gerinne eingelegt, um ein seitliches Umspülen zu verhindern. Die Bentonitmatte wird davon abweichend mit einer seitlichen Zugabe von 1 bis 2 mm zugeschnitten. Diese Zugabe ist erforderlich, damit das aufquellende Bentonit dem strömenden Wasser an keiner Stelle direkt ausgesetzt ist, sondern von dem bedeckenden Vlies gegen Erosion geschützt wird.

### 6.1.2 Versuchsdurchführung zur hydraulischen Rauigkeit

Untersucht werden drei unterschiedliche Geokunststoffe:

- Bentofix® BZ13-B (Bentonitmatte)
- Combigrid® (Geogitter mit Vlies-Zwischenlage)
- Secumat® (Erosionsschutzmatte aus Wirrgelege)

Bei der in den Großversuchen eingesetzten Kombination der Erosionsschutzmatte und des darunterliegenden Geogitters/-vlieses ist davon auszugehen, dass die Rauigkeit von dem deutlich mächtigeren Aufbau der Erosionsschutzmatte bestimmt wird. Die Bilder der eingesetzten Kunststoffe sind in den Kapiteln 6.3.1 und 6.3.5 beigelegt.

Die ermittelten Größen des Versuches sind:

- Durchfluss
- Strömungsgeschwindigkeit
- Fließtiefe auf der Matte
- Energieliniengefälle (Höhendifferenz im Zu- und Ablauf)

Die Versuche werden über die Zunahme des Durchflusses gesteuert, wobei dieser bei der Bentonitmatte – beginnend bei 4 l/s – in Schritten von erst 2 l/s und ab 25 l/s in Schritten von 5 l/s erhöht wird. Dabei zeigt sich, dass bei Durchflüssen unter 25 l/s eine Bestimmung der Fließgeschwindigkeit mit Unsicherheiten behaftet ist. Aufgrund der insgesamt geringen Fließtiefe und der Größe des Messflügels ist eine Bestimmung der maßgeblichen Geschwindigkeit nicht möglich. Daher wird bei den später durchgeführten Versuchen mit der Erosionsschutzmatte und dem Geogitter/-vlies der Startwert bei 25 l/s festgelegt und analog zu den ersten Versuchen in Schritten von 5 l/s bis auf 100 l/s erhöht. Auch wenn für die Berechnung der hydraulischen Belastung die absoluten Werte maßgeblich sind, so ist bei der Bewertung der Versuche zu beachten, dass der Durchfluss am Großversuch und auch bei der Überströmung größerer Deichabschnitte in der Praxis pro Laufmeter  $[m^3/(s \cdot m)]$  betrachtet wird.

In Abbildung 23 ist die Überströmung über der Matte bei Versuchsende (100 l/s  $\triangleq$  200 l/(s·m)) dargestellt. Dabei ist deutlich die Beschleunigung der Strömung über der Matte (aufgrund des veränderten Fließquerschnitts) zu erkennen.



Abbildung 23: Überströmung einer Bentonitmatte (zusammengesetzt aus mehreren Einzelbildern)

Auszüge der Ergebnisse sind, exemplarisch für die Bentonitmatte, in der folgenden Tabelle 04 zusammengefasst. Die vollständigen Messwerte sind in Tabelle 22 im Anhang 05 aufgeführt.

Tabelle 04: Hydraulische Belastung auf einer überströmten Bentonitmatte (Auszug)

| Q     | Q         | $v_{\text{Messung}}$ | $h_{\text{Zulauf}}$ | $h_{\text{Messung}}$ | $H_{\text{Ablauf}}$ |
|-------|-----------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| [l/s] | [l/(s·m)] | [m/s]                | [mm]                | [mm]                 | [mm]                |
| 4     | 8         | 0,27                 | 34,2                | 32,2                 | 29                  |
| 10    | 20        | 0,41                 | 55,2                | 50,9                 | 48,4                |
| 25    | 50        | 0,71                 | 95,5                | 85,5                 | 80,5                |
| 50    | 100       | 0,96                 | 132,9               | 120,3                | 115,8               |
| 75    | 150       | 1,11                 | 167,1               | 163,8                | 147,5               |
| 100   | 200       | 1,31                 | 202,5               | 194,6                | 177,4               |

Die Matte blieb bis zu einem Durchfluss von 25 l/s ohne zusätzliche Sicherung lagestabil. Bei der Erhöhung auf 30 l/s wurde die Matte an der Stirnseite in Strömungsrichtung umgeklappt und begann, aufgrund des dann unterströmenden Wassers, zu „flattern“. Der Versuch wurde daraufhin unterbrochen und modifiziert.

Um den Strömungswiderstand in der Anströmung zu reduzieren, wurde an der Vorderkante ein gekröpftes Blech angebracht. Dieses wurde mittels Magneten am Rinnenboden befestigt, wobei kein signifikanter Klemmdruck auf die Matte ausgeübt wurde.

Nach diesem Umbau konnte der Durchfluss schrittweise bis auf 100 l/s erhöht werden, ohne dass die Matte erneut aufschwamm.

Der Versuch wurde nach dem Erreichen der 100 l/s abgebrochen, da die Wasserspiegelabsenkung am Ende der Matte (s. Abbildung 23 am rechten Rand der Bentonitmatte) bereits in den Bereich der Höhenmessung eingewandert war und so keine verlässlichen Ergebnisse mehr produziert werden konnten.

Die Bentonitmatte wurde im trockenen Zustand in das Gerinne eingebaut, wobei an den Schnittkanten Teile des Bentonits und des Ballastes ausfielen. Während der Versuche quoll das Bentonit in der Matte jedoch so weit auf, dass der Spalt zwischen Matte und Gerinnewand verschlossen wurde.

Da Erosionsschutzmatte und das Geogitter/-vlies nur über ein geringes Eigengewicht verfügen, ist die Lagestabilität im Gerinne nur mit einer Anströmsicherung nicht gewährleistet. Diese Versuche wurden daher von Beginn an mit fixierten Matten durchgeführt. Zum Einsatz kamen dabei Magnete, die so positioniert wurden, dass die ggf. auftretenden Turbulenzen keine Auswirkung auf die Messungen hatten.

### 6.1.3 Rückberechnung der hydraulischen Rauigkeit und der Schubbelastung auf dem Deckwerk

Mittels der Versuchsergebnisse aus Kapitel 6.1.2 lässt sich der Strickler-Beiwert – in Abhängigkeit vom Durchfluss bzw. der Fließgeschwindigkeit – ermitteln, wobei die Berechnung mit der Umformung der Gleichung [3] (s. Seite 28) erfolgt:

$$k_{St} = \frac{v_m}{\sqrt{\frac{(h_{zul} - h_{abl})}{1}} \cdot r_{hy}^{2/3}} = \frac{Q}{A \cdot \sqrt{\frac{(h_{zul} - h_{abl})}{1}} \cdot r_{hy}^{2/3}} \quad [m^{1/3}/s] \quad [13]$$

wobei gilt:

- $k_{St}$  = Strickler-Beiwert (Maß für die Rauigkeit) [ m<sup>1/3</sup>/s ]
- $v_m$  = Mittlere Fließgeschwindigkeit [ m/s ]
- $Q$  = Durchfluss [ m<sup>3</sup>/s ]
- $A$  = Durchflossener Querschnitt [ m<sup>2</sup> ]
- $h$  = Wasserspiegelhöhen am Anfang (<sub>zul</sub>) und Ende (<sub>abl</sub>) der Versuchsstrecke [ m ]
- $l$  = Länge der Versuchsstrecke [ m ]
- $r_{hy}$  = Hydraulischer Radius [ m ]

Die Ergebnisse sind in Abbildung 24 dargestellt.

Der ermittelte Strickler-Beiwert variiert dabei, abhängig davon, ob bei der Berechnung die gemessene Geschwindigkeit direkt eingesetzt wird ( $k_{st,v}$ ), oder ob der Wert mittels des Durchflusses und dem gemessenen Querschnitt errechnet wird ( $k_{st,Q}$ ).

Bei beiden Berechnungsmethoden streuen die Ergebnisse zwischen 40 und 60 und zeigen eine fallende Tendenz (steigende Rauigkeit) bei steigender hydraulischer Belastung. Die Strickler-Beiwerte, bei denen die Berechnung über die gemessene Geschwindigkeit erfolgte, liegen dabei insgesamt über den Werten, bei denen der Durchfluss als Berechnungsgrundlage dient.

Da die Versuchsrinne mit 0,5 m relativ schmal ist, muss der Einfluss der Wände auf die Versuchsergebnisse berücksichtigt werden. Dies geschieht nach einem in Schröder & Zanke (2003) beschriebenen Verfahren, bei dem mittels eines für die Wände geschätzten Strickler-Beiwertes die Rauigkeit der Sohle berechnet wird.

$$\left( \frac{1}{k_{St,s}} \right)^{3/2} = \left( \frac{1}{k_{St}} \right)^{3/2} + 2 \cdot \frac{h}{b} \left( \left( \frac{1}{k_{St}} \right)^{3/2} - \left( \frac{1}{k_{St,w}} \right)^{3/2} \right) \quad [s/m^{1/3}] \quad [14]$$

wobei gilt

- $k_{St,s}$  = korrigierter Strickler-Beiwert [ m<sup>1/3</sup>/s ]
- $k_{St,w}$  = geschätzter Strickler-Beiwert der Wände [ m<sup>1/3</sup>/s ]
- $k_{St}$  = nach Gleichung [13] errechneter Strickler-Beiwert [ m<sup>1/3</sup>/s ]

Für die Anwendung der Gleichung ist das Abschätzen der Rauigkeit der Wände erforderlich. Aufgrund der geringen Breite der Rinne und der Turbulenzen an den Stößen der Verglasung wurde für die Rinne ein  $k_{st}$ -Wert von 50 m<sup>1/3</sup>/s (vergleichbar etwa mit glattem Beton) gewählt. Da die nicht korrigierten Werte bereits eine Streuung um den – für das eingesetzte Material plausiblen – Mittelwert von 49 m<sup>1/3</sup>/s aufweisen, führt ein Ansatz einer geringeren Rauigkeit der Rinne zu einer Verfälschung der Ergebnisse. In diesem Fall würde die Rauigkeit der Matte mit zunehmender Überströmung stark ansteigen.

Das Ergebnis dieser Korrektur wurde ebenfalls in Abbildung 24 eingetragen, wobei die Auswirkungen auf die Einzelwerte unwesentlich bleiben.

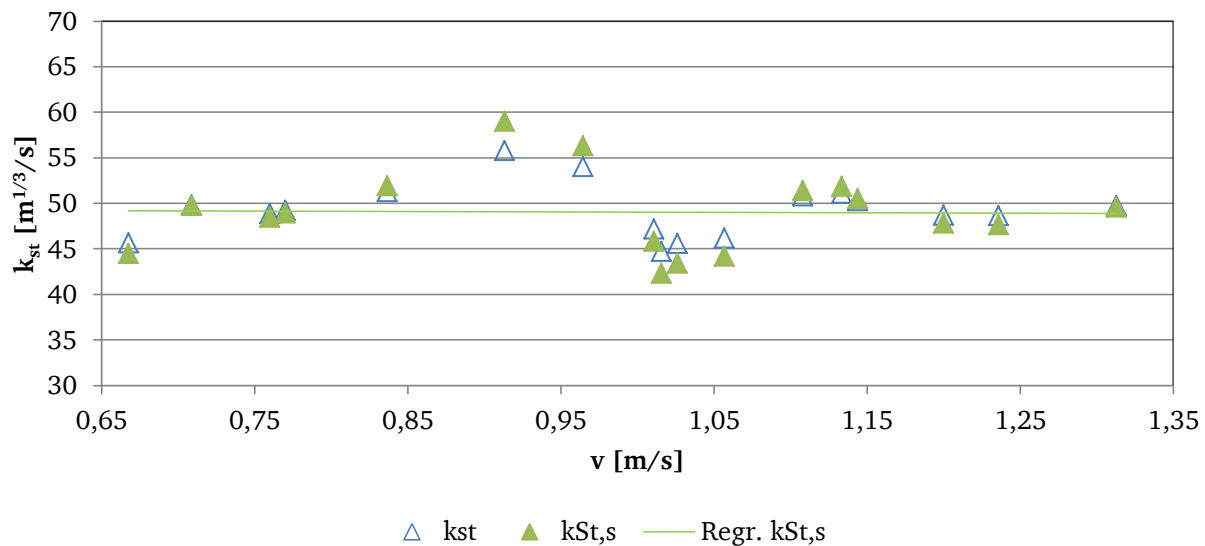


Abbildung 24: Hydraulische Rauigkeit der eingesetzten Bentonitmatte in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit

Die Froude-Zahl (Berechnung s. Gleichung [2] in Kapitel 4.1.2) lag bei dem Versuch zwischen 0,48 (bei 4 l/s) und 0,95 (100 l/s). Somit erfolgten alle Messungen (Messpunkte s. Abbildung 22 auf Seite 51) bei strömendem Abfluss. Eine weitere Steigerung bis hin zu schießendem Abfluss war aufgrund der Bauart des Versuchsstandes nicht möglich. Eine Übertragung auf die Großversuche wird dennoch vorgenommen, da der maximal ermittelte Wert mit einer Froude-Zahl von 0,95 sehr nah am schießenden Abfluss lag und die Messwerte innerhalb des Untersuchungsbereichs keine überproportionalen Schwankungen aufwiesen. Für zukünftige Untersuchungen wird jedoch empfohlen, die Bestimmung der Rauigkeit an einem anderen Versuchsstand, der auch die Untersuchung bei schießendem Abfluss zulässt, zu wiederholen und die Annahme der Übertragbarkeit zu verifizieren.

Die maximale rechnerische Schubbelastung auf der Bentonitmatte lag bei 25,3 N/m<sup>2</sup> und wurde bei einem Durchfluss von 100 l/s erreicht. Da der Versuch nach dem Erreichen dieses Durchflusses abgebrochen wurde, ohne dass es zu einem Versagen der Bentonitmatte gekommen wäre oder Beschädigungen sichtbar wurden, stellt diese Belastung voraussichtlich nicht die Grenzbelastung des Materials dar. Der Schaden, der im vorderen Bereich der Matte auftrat (eine lokale Ablösung der oberen Textillage; „Beulenbildung“) ist auf eine unsachgemäße Behandlung der Matte während des Einbaus zurückzuführen und wird daher nicht als strömungsinduzierter Schaden gewertet. Eine Übersicht über die hydraulische Belastung des Deckwerks und die Schubspannung auf der Bentonitmatte zeigt die folgende Tabelle 05.

Durch das einfache Auflegen einer Matte dieser Bauart kann, eine strömungssichere Fixierung an der Stirnseite der Matte vorausgesetzt und unter Ausschluss einer seitlichen Umströmung, somit eine Überströmungssicherung geschaffen werden, die in ihrem Widerstand fast einer Geröllsohle mit einem mittleren Durchmesser von  $d \approx 50$  mm entspricht ( $\tau_{cr} = 30 - 40$  N/m<sup>2</sup>) und bereits im Bereich der zulässigen kritischen Schubspannung von kurzfristig belastetem Rasen ( $\tau_{cr} = 20 - 30$  N/m<sup>2</sup>) liegt (Vergleichswerte jeweils aus Goris (2008)).

Analog zur Auswertung der überströmten Bentonitmatte wurden auch die Versuche mit der Erosionsschutzmatte und dem Geogitter/-vlies ausgewertet. Die folgende Tabelle zeigt einen Auszug der ermittelten Werte für die jeweiligen Geokunststoffe hinsichtlich der Überströmungsgeschwindigkeit, der (korrigierten) resultierenden Rauigkeit und der dazugehörigen Schubbelastung. Die Werte wurden im Zuge einer Bachelor-Arbeit an der Hochschule Darmstadt (h\_da) ermittelt und als Rohdaten übergeben.

Tabelle 05: Hydraulische Belastung, Rauigkeit und Schubspannung auf einer überströmte Bentonitmatte, einer Erosionsschutzmatte und einem Geogitter/-vlies (Auszug)

|       | Bentonitmatte     |                       |                     | Erosionsschutzmatte |                       |                     | Geogitter/-vlies  |                       |                     |
|-------|-------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-------------------|-----------------------|---------------------|
| Q     | v                 | $k_{St,s}$            | $\tau$              | v                   | $k_{St,s}$            | $\tau$              | v                 | $k_{St,s}$            | $\tau$              |
| [l/s] | [m/s]             | [m <sup>1/3</sup> /s] | [N/m <sup>2</sup> ] | [m/s]               | [m <sup>1/3</sup> /s] | [N/m <sup>2</sup> ] | [m/s]             | [m <sup>1/3</sup> /s] | [N/m <sup>2</sup> ] |
| 25    | 0,72              | 44,5 <sup>1</sup>     | 7,04                | 0,71 <sup>3</sup>   | 19 <sup>3</sup>       | 35,5 <sup>3</sup>   | 0,70              | 37                    | 10,7                |
| 50    | 0,96 <sup>2</sup> | 56,3 <sup>1</sup>     | 10,67               | 0,89 <sup>2</sup>   | 19                    | 52,4                | 0,89 <sup>2</sup> | 26                    | 29,0                |
| 75    | 1,09 <sup>2</sup> | 51,4 <sup>1</sup>     | 16,65               | 1,01 <sup>2</sup>   | 16                    | 84,8                | 1,03 <sup>2</sup> | 22                    | 48,4                |
| 100   | 1,19 <sup>2</sup> | 49,6 <sup>1</sup>     | 25,33               | 1,19 <sup>2</sup>   | 21                    | 73,5                | 1,18 <sup>2</sup> | 40                    | 25,6                |

<sup>1</sup> korrigierter Wert mit Berücksichtigung der Wandrauheit

<sup>2</sup> bestimmt bei der Fließtiefe 0,38 · h

<sup>3</sup> ermittelt bei Q=30 l/s, da zuvor keine Fließgeschwindigkeit messbar

Aus den durchgeführten Untersuchungen lässt sich keine Strömungsabhängigkeit der Rauigkeit der eingesetzten Geokunststoffe ableiten. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche schwanken z. T. sehr stark, der Trend des Mittelwertes verläuft jedoch in allen Fällen nahezu waagrecht. Dargestellt ist dies auch in der nachfolgenden Abbildung 25.

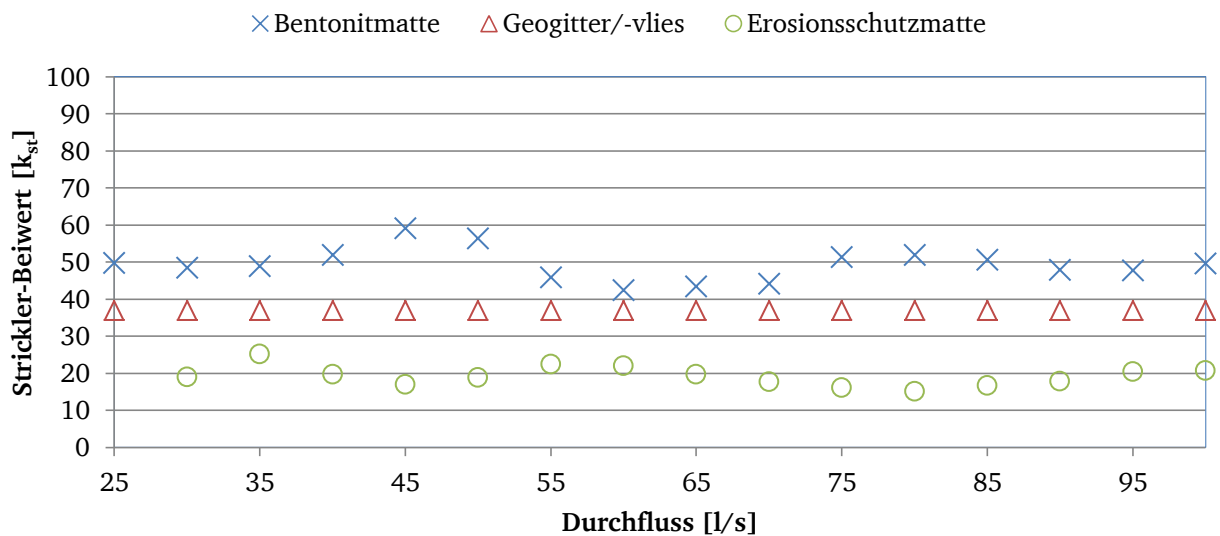


Abbildung 25: Rauigkeit überströmter Geokunststoffe bei unterschiedlichen Durchflüssen im Vergleich

## 6.2 Überströmungsversuche am Halbmodell

Ergänzend zu den Großversuchen wurden in der Tiefrinne der Versuchsanstalt für Wasserbau zwei Versuchsreihen durchgeführt. Sie dienen:

- der Erfassung der Umlagerungsvorgänge unterhalb der Geokunststoffe und
- der Vorerprobung temporärer Überströmungssicherungen durch ballastierte Bentonitmatten.

Bei der temporären Überströmungssicherung wurde nicht nur die Widerstandsfähigkeit des Materials, sondern auch die Druckentwicklung im Deichkern überprüft.

---

Mit den Versuchen sollte das optimale Vernagelungsraster bzw. Befestigungskonzept für die eingesetzten Geokunststoffe ermittelt werden, bei dem mit minimalem Befestigungsaufwand ein ausreichender Überströmungswiderstand erreicht wird und gleichzeitig ein negativer Effekt auf die Drucklinienentwicklung im Deich ausgeschlossen werden kann.

Diese Untersuchungen wurden erforderlich, da die in Kapitel 6.3.3 beschriebenen Versuche zu massiven Schäden unterhalb der Geokunststoffe geführt hatten. Sie liegen somit zeitlich zwischen den ersten Vorversuchen am Großversuch und den abschließenden Untersuchungen, werden aus Gründen des plausiblen Aufbaus dieser Arbeit jedoch schon an dieser Stelle behandelt.

## **6.2.1 Hangparallele Strömung am Halbmodell mit Holzkern**

### **6.2.1.1 Versuchsaufbau**

Die Tiefrinne in der Versuchsanstalt für Wasserbau ist insgesamt 30 m lang, 2,8 m hoch und ca. 75 cm breit. Zur Beobachtung der Versuche dienen seitliche Scheibfelder, die sich, jeweils in Fließrichtung, rechts über eine Länge von 6,5 m und eine Höhe von 2,5 m und links über 6,5 m und 1 m Höhe erstrecken. Die hydraulische Belastung lässt sich stufenlos bis zu einem maximalen Durchfluss von  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $1,33 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ) regeln. Der Vorlauf zwischen der Rohrleitung zur Tiefrinne und dem Beginn des Modells beträgt 12 m. Die maximal mögliche Einstauhöhe in der Rinne liegt bei 2,2 m.

Innerhalb dieser Rinne wurde ein Halbdamm-Modell im Maßstab 1:1 errichtet, dessen schematischer Aufbau in Abbildung 26 dargestellt ist. Gegenüber den Großversuchen auf dem Gelände der Deichmeisterei in Biebesheim (s. Kapitel 6.3) ist die Modellhöhe reduziert, da die Rinnengeometrie eine vollständige Kopie des Großversuchsdeiches nicht zuließ.

Das Versuchsmodell bestand in den Versuchen dieser Reihe aus einer Holzständer-Konstruktion. Die überflossene Strecke bestand aus einer beschichteten Holzfaserplatte, auf der durch seitlich befestigte Leisten ein Gerinne hergestellt wurde, wobei die Leisten gleichzeitig zur Befestigung von Kunststoffbahnen genutzt werden konnten. Es wurden verschiedene Vernagelungsraster untersucht, wobei ein Schwerpunkt auf den Rastermaßen lag, die auch bei den Großversuchen eingebaut wurden. Die Vernagelung wurde in der Rinne durch Schrauben mit Unterlegscheiben realisiert. So sollte ein Durchstanzen/-ziehen der Schrauben durch den Geokunststoffe verhindert werden.

Zwischen den Leisten konnte Bodenmaterial eingefüllt werden, welches bis zur Oberkante der Leisten glatt abgezogen, und mit den Geokunststoffen bedeckt wurde. Die Holzplatte war mit Feinkies (Kornverteilung s. Abbildung 77 im Anhang 06) beklebt, um eine Verzahnung des Versuchsbodens mit der glatten Holzplatte zu ermöglichen. Die Höhe der seitlichen Leisten – und somit auch die Mächtigkeit der erodierbaren Schicht – lag bei 8 cm.

Die Frontplatte und die Seiten wurden abgedichtet, um ein Umströmen zu verhindern. So sollte zum einen die maximal mögliche hydraulische Belastung auf das Deckwerk erzeugt werden, zum andern sollte verhindert werden, dass der Versuch durch drückendes Wasser aus dem Innern der Konstruktion beeinflusst wurde.

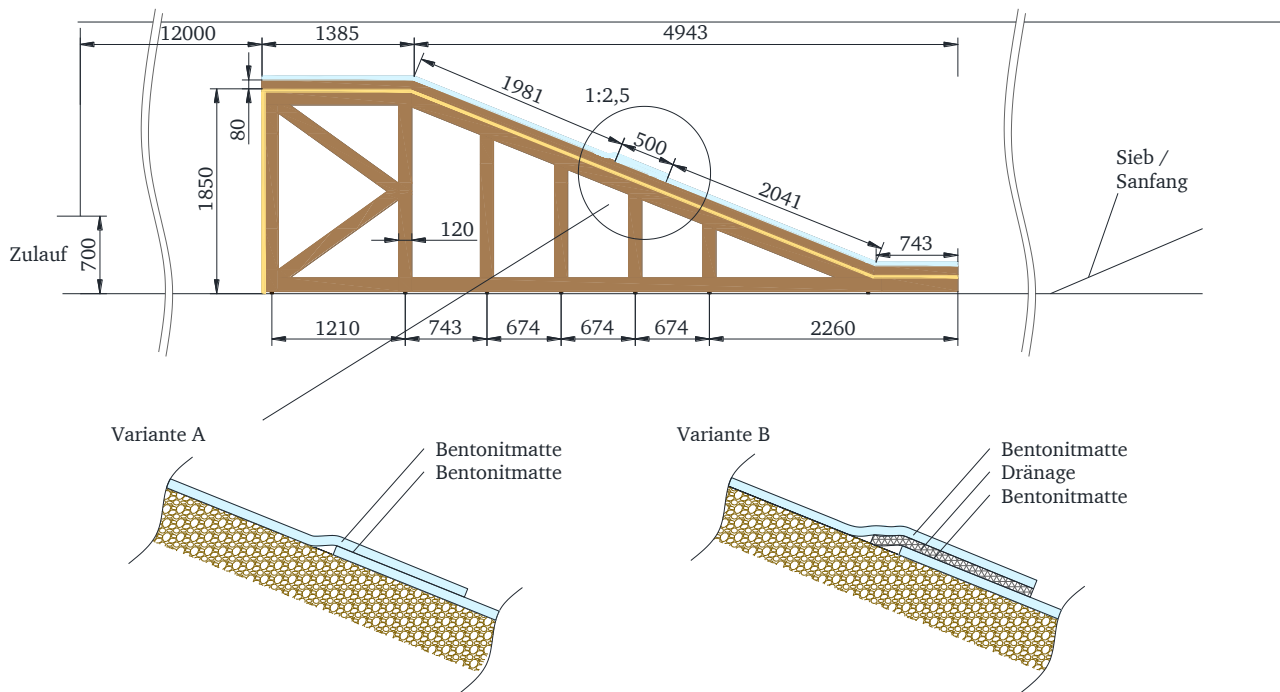


Abbildung 26: Versuchsstand zur hangparallelen Strömung [Maßangaben in mm]

Um eine Befestigung der zu untersuchenden Geokunststoffe an der Vorderkante zu ermöglichen (zur Anströmsicherung, bzgl. der Erfordernis s. Kapitel 6.1.2) wurde an der Vorderseite des Modells eine Leiste mit 8 cm Höhe montiert. Diese Leiste verhinderte gleichzeitig das Herausfallen des Versuchsbodens und reduzierte die frontale Anströmung der Bodenschicht. Anders als bei den Großversuchen, bei denen die Vorderkante in den Deichkörper eingegraben wurde, erfolgte bei diesem Versuch die Befestigung nur punktuell mit Schrauben. So konnte hier die Matte zwar nicht abgehoben werden, gegenüber dem Großversuch trat jedoch eine deutlich höhere hangparallele Strömung auf.

Der Abschluss am Deichfuß wurde durch ein Lochblech vorgenommen, um einen freien Materialaustrag durch hangparallel strömendes Wasser unter den Geokunststoffen zu verhindern. Eine Fixierung der Matte wurde am Böschungsfuß nicht vorgenommen.

Die Abbildung 27 zeigt einen seitlichen Blick auf den Versuchsstand (Krone und Teile der Böschung) und zwei Ausführungsvarianten des Überlappungsbereichs.

Die Bestimmung der Überströmungshöhen über der Bentonitmatte erfolgte durch Ablesen der Wasserstände an Messstreifen, die von außen auf die Scheiben geklebt wurden. Die Lage der Messstreifen ist im Anhang 07 dargestellt.



---

### **Modifikationen für die Versuche mit der Erosionsschutzmatte**

Die Erosionsschutzmatten wurde ohne Einlage einer Dränage im Überlappungsbereich (Variante A der Abbildung 26) verlegt.

Bei den Versuchen zur Untersuchung der Überströmungssicherung mit einer Erosionsschutzmatte wurde auf der Böschung der minimale Vernagelungsabstand von 0,5 m gewählt (Variation VH4 in Abbildung 75 im Anhang 06). Auf der Krone und dem Fußbereich betrug der Abstand 0,65 m. Dabei wurden beidseitig Schrauben an der Kronenkante und am Böschungsfuß gesetzt. Zusätzlich erfolgte eine Befestigung der Matte mit vier Schrauben an der Stirnseite.

### **Modifikationen für die Versuche mit dem Geogitter/-vlies**

Die Geogitter/-vlies Kombinationen wurden ohne Einlage einer Dränage im Überlappungsbereich (Variante A der Abbildung 26) verlegt.

Für die Befestigung wurde ein enges Vernagelungsraster gewählt, bei dem der Vernagelungsabstand 0,5 m betrug (Variation VH4 in Abbildung 75 im Anhang 06). Eine Fixierung erfolgte dabei im Überlappungsbereich.

Trotz des engen Rasters war es aufgrund der hohen Steifigkeit des Materials und der Verformung durch die Lagerung auf Rollen nicht möglich, die Matte vollkommen eben auf dem Versuchsmaterial aufzulegen. Diese Problematik ergab sich auch bei den großmaßstäblichen Versuchen.

### **Modifikationen für die Versuche mit der Bentonitmatte**

Das Verlegen der Bentonitmatte erfolgte bei unterschiedlichen Versuchen sowohl ohne Einlage einer Erosionsschutzmatte im Überlappungsbereich (Variante A der Abbildung 26) als auch mit einer solchen Matte zur Dränage (Variante B der Abbildung 26). In allen Versuchen wurden Schrauben als Befestigungsmittel eingesetzt, wobei unterschiedliche Vernagelungsraster (die Varianten VH1 bis VH4 nach der Abbildung 75 im Anhang 06) zum Einsatz kamen.



Abbildung 27: Halbmodell aus Holz (Blick durch die – in Fließrichtung – rechten Scheiben; entzerrte Aufnahme)

#### 6.2.1.2 Versuchsdurchführung

Am Halbdamm-Modell wurde die Überströmung von drei unterschiedlichen Geokunststoff-Produkten untersucht, wobei für jedes Produkt mehrere Versuche mit steigenden Belastungen und einem variierenden Vernagelungsraster durchgeführt wurden. Die Steigerung entfiel, wenn bereits in der ersten Belastungsstufe die Schäden am Deich so groß waren, dass von einem Versagen des Systems ausgegangen werden musste. Eine Übersicht über alle an diesem Halbmodell durchgeführten Versuche zeigt Tabelle 06.

Tabelle 06: Übersicht der Versuche am Holz-Halbmodell

| Nummer * | Vernagelung ** | Überlappung *** | Versagen | Volumenstrom |                |
|----------|----------------|-----------------|----------|--------------|----------------|
| HH_GV_01 | VH4            | Variante A      | Ja       | 0,011 m³/s   | 0,015 m³/(s·m) |
| HH_EM_01 | VH4            | Variante A      | Ja       | 0,011 m³/s   | 0,015 m³/(s·m) |
| HH_BB_01 | VH0            | Variante A      | Nein     | 0,009 m³/s   | 0,012 m³/(s·m) |
| HH_BB_02 | VH0            | Variante A      | Nein     | 0,037 m³/s   | 0,049 m³/(s·m) |
| HH_BB_03 | VH0            | Variante A      | Nein     | 0,075 m³/s   | 0,100 m³/(s·m) |
| HH_BB_04 | VH0            | Variante A      | Nein     | 0,119 m³/s   | 0,159 m³/(s·m) |
| HH_BB_05 | VH0            | Variante A      | Ja       | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_06 | VH3            | Variante B      | Ja       | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_07 | VH3            | Variante B      | Nein     | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_08 | VH2            | Variante B      | Nein     | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_09 | VH1            | Variante B      | Nein     | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_10 | VH0            | Variante B      | Nein     | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |
| HH_BB_11 | VH0            | Variante A      | Ja       | 0,183 m³/s   | 0,244 m³/(s·m) |

\* HH=Holz-Halbmodell ; GV=Geogitter/-vlies ; EM=Erosionsschutzmatte;

BB=ballastierte Bentonitmatte

\*\* s. Abbildung 75 im Anhang 06 auf Seite 120

\*\*\* s. Abbildung 26 auf Seite 58

Vor der Durchführung einzelner Versuche wurde die für die Rinne gültige Schlüsselkurve (Höhen-Abfluss-Beziehung gemessen vor dem Versuchsstand im durch die Beschleunigung unbeeinflussten Bereich) ermittelt.

Tabelle 07: Schlüsselkurve am Holz-Halbmodell

| Überstauhöhe | Volumenstrom | Streckenbezogener Volumenstrom | Überfallbeiwert $\mu$ |
|--------------|--------------|--------------------------------|-----------------------|
| [m]          | [m³/s]       | [m³/(s·m)]                     | [-]                   |
| 0,05         | 0,011        | 0,015                          | 0,52                  |
| 0,11         | 0,037        | 0,049                          | 0,48                  |
| 0,16         | 0,075        | 0,100                          | 0,55                  |
| 0,22         | 0,119        | 0,159                          | 0,53                  |
| 0,29         | 0,183        | 0,244                          | 0,55                  |
| 0,3          | 0,205        | 0,316                          | 0,56                  |

Wie die Tabelle 07 zeigt, wurden Überstauhöhen bis 0,30 m untersucht. Dies ist auch die Höhe, die sich bei den Großversuchen bei den meisten Deckwerksaufbauten einstellen lässt (s. Kapitel 6.3.1 auf Seite 74). Zur Plausibilitätskontrolle wurde der Überfallwert nach der Poleni-Formel (Gleichung [1] auf Seite 26) ermittelt.

Dieser liegt innerhalb der üblichen Spanne für Wehre, und weist richtigerweise Kennwerte eines breiten, scharfkantigen Wehres (Peter, 2005) auf.

### Erosionsschutzmatte

Der Versuch wurde mit einem Durchfluss von  $0,011 \text{ m}^3/\text{s}$  durchgeführt. Die Wassermenge war dabei nicht ausreichend, um eine sichtbare Überströmung des Deiches zu bewirken. Vielmehr floss das Wasser innerhalb der Kiesschicht ab.

Unmittelbar nach dem Versuchsbeginn kam es zu Materialumlagerungen unter dem Geokunststoff. Dabei wurde das Material von der Böschung zum Böschungsfuß hin umgelagert, woraufhin sich am Deichfuß die Matte aufwölbte. Ein Teil des Materials wurde durch die Maschen des Trägermaterials hindurch erodiert und blieb im Sandfang des Versuchsaufbaus liegen. Im Bereich der Überlappung kam es zu keinem erhöhten Materialaustrag.

Zwar verhinderte die Fixierung der Matte ein Abheben vom Deich und damit auch einen vollständigen Abtransport des Bodenmaterials, dennoch war binnen drei Minuten das gesamte Material der Böschung erodiert, woraufhin der Versuch abgebrochen wurde.

Auf weitere Versuche mit diesem Oberflächenschutz wurde verzichtet, da bereits bei dem geringen Volumenstrom und dem dichtesten Vernagelungsraster ein Versagen eingetreten war. Die Abbildungen 28 und 29 zeigen die Veränderungen am Modell durch die Überströmung.



Abbildung 28: Umlagerung unterhalb der Erosionsschutzmatte während der Überströmung des Halbmodells

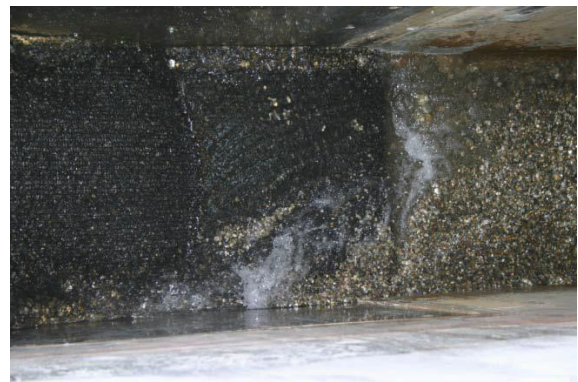


Abbildung 29: Mit Erosionsschutzmatte gesicherter Deichfuß nach der Überströmung des Halbmodells

### Geogitter/-vlies

Der Versuch wurde mit einem Durchfluss von  $0,011 \text{ m}^3/\text{s}$  durchgeführt. Ähnlich wie bei den Versuchen mit der Erosionsschutzmatte konnte bei dieser geringen Wassermenge kein durchgehender Überstau auf der Deichflanke beobachtet werden. Lediglich im Bereich der Krone und am Fuß war strömendes Wasser sichtbar.

Die Umlagerung des Materials begann unmittelbar mit der Überströmung, wobei das Material sowohl unterhalb der Kunststoffe zum Deichfuß hin bewegt wurde und dort zu einer Aufwölbung führte (s. Abbildung 30), als auch seitlich zwischen der Matte und der Wand herausgespült wurde (dies konnte entlang der gesamten Böschung, vor allem aber am aufgewölbten Deichfuß beobachtet werden). Im Bereich der Überlappung kam es zu keinem erhöhten Materialaustrag.

Insgesamt war die Erosion so groß, dass der Versuch nach drei Minuten abgebrochen wurde. Diese Überströmungsdauer hatte ausgereicht, um das gesamte Material von der Krone und der oberen Hälfte der Böschung zu erodieren.

Auf weitere Versuche mit diesem Oberflächenschutz wurde verzichtet, da bereits bei dem geringen Volumenstrom und dem dichtesten Vernagelungsraster ein Versagen eingetreten war.



Abbildung 30: Umlagerung unterhalb des Geogitter/-vlieses während der Überströmung des Halbmodells



Abbildung 31: Mit Geogitter/-vlies geschützter Deichfuß nach der Überströmung des Halbmodells

### Bentonitmatte

Insgesamt wurden zehn Überströmungsversuche mit der Bentonitmatte durchgeführt, wobei drei Versuchsparameter variiert wurden: Das Vernagelungsraster (s. Abbildung 75 im Anhang 06 auf Seite 120), die Ausbildung des Überlappungsbereichs (s. Abbildung 26 auf Seite 58) und der Volumenstrom (s. Tabelle 06 auf Seite 61). Die planmäßige Überströmungsdauer lag bei 30 Minuten. Sofern bereits vorher deutliche und massive Schäden ersichtlich waren, wurde der Versuch abgebrochen.



Abbildung 32: Umlagerung unterhalb der Bentonitmatte während der Überströmung des Halbmodells (Versuch HH\_BB\_05)



Abbildung 33: Deichfuß nach der Überströmung ohne Umlagerung (Versuch HH\_BB\_09)

Bis zu einem Volumenstrom einschließlich  $0,112 \text{ m}^3/\text{s}$  und einer Überstauhöhe an der Deichkrone von  $0,2 \text{ m}$  wurde kein Versagen beobachtet. Erst bei einer Überschreitung dieser Belastung kam es in drei von sieben Fällen zu einem Versagen des Versuchsaufbaus. Diese Fälle werden im Folgenden kurz detailliert betrachtet.

- HH\_BB\_05

Der Versuch wurde mit der Bentonitmatte durchgeführt, die bereits in den vier vorangegangenen Versuchen zum Einsatz kam. Bereits nach  $t=3$  Minuten konnte ein Anheben der Bentonitmatte am Übergang Böschung/Deichfuß beobachtet werden, der durch umgelagertes Material verursacht wurde und sich bis  $t=14$  Minuten immer weiter ausprägte. Ab  $t=15$  Minuten konnte beobachtet werden, wie die Matte oberhalb des Überganges immer weiter einsank. Dieses Eintiefen der Matte führte so weit, dass bei  $t=17$  Minuten ein Spalt zwischen den beiden Matten im Überlappungsbereich sichtbar



wurde. Abgebrochen wurde der Versuch zum Zeitpunkt  $t = 21$  Minuten, da hier sowohl das Deichmaterial, als auch Bentonit aus dem freien Ende der Matte bis zum Sandfang des Versuchsaufbaues erodiert wurden.

- HH\_BB\_06

Dieser Versuch wurde mit einer neuen Bentonitmatte durchgeführt, die jedoch vor den Versuchen nicht gewässert wurde. Im Überlappungsbereich wurde eine Erosionsschutzmatte eingelegt, um hier das druckfreie Austreten von Sickerwasser unterhalb der Bentonitmatte zu ermöglichen.

Der Versuch musste bereits nach zwei Minuten abgebrochen werden, da es unterhalb der Bentonitmatte zu einer massiven Materialumlagerung kam. Das Material wurde z. T. unter der Matte herausgespült und blieb im Nachlauf/Sandfang zurück. Die Erosion reichte dabei vom Deichfuß bis zur Krone, wobei kein Material im Bereich der Überlappung ausgetragen wurde.

- HH\_BB\_11

Bei diesem Versuch kamen dieselben Bentonitmatten zum Einsatz, wie im vorangegangenen Versuch HH\_BB\_10. Lediglich die Erosionsschutzmatte zum druckfreien Abführen des hangparallelen Sickerwassers wurde entfernt.

Der Versuch musste nach 20 Minuten abgebrochen werden, da sie die Bentonitmatte am Übergang Böschung/Deichfuß abzuheben begann. Bei der abschließenden Kontrolle wurde zwar kein Materialaustrag festgestellt, dennoch wird die Lageveränderung der Matte als „Versagen“ gewertet.

### 6.2.1.3 Versuchsauswertung

Die Versuche am Holz-Halbmodell haben gezeigt, dass der hangparallele Einbau unbewachsener Erosionsschutzmatten oder Geogitter-/vlies-Kombinationen als Erosionsschutz wirkungslos ist. Selbst ein enges Vernagelungsraster kann bei einem relativ grobkörnigen Boden eine tiefgreifende Erosion nicht verhindern. Ob feinkörnigere Böden geschützt werden können, muss noch überprüft werden. In Versuchen in den Niederlanden (TAW, 1992) und Stuttgart (u. A. Westrich et al., 2003) wurde die generell höhere Erosionssicherheit bestimmter Bodenzusammensetzungen bereits beschreiben, daher ist zu prüfen, ob dieser Effekt durch einen Schutz durch Geokunststoffe weiter erhöht werden kann.

Die Versuche mit der ballastierten Bentonitmatte weisen die generelle Eignung dieses Materials nach, für temporäre Überströmungssicherungen einsetzbar zu sein. Der Hauptgrund für die aufgetretenen Versagensfälle war bei den Versuchen mit der Bentonitmatte das Abheben der Matte vom Untergrund. Dieses trat jedoch in allen Versuchen mit zeitlicher Verzögerung auf. Dies deutet darauf hin, dass schlussendlich ein unter der Matte entstehender Staudruck zum Versagen des Systems geführt hat.

Dafür spricht auch, dass durch das Einlegen einer Erosionsschutzmatte als Dränagematte im Überlappungsbereich (Variante B nach Abbildung 26) die Lagestabilität der Matte deutlich erhöht werden konnte (höhere hydraulische Belastung, bzw. lagestabil bei gleicher Belastung und weiterem Vernagelungsraster). Der Eintrag von (vernachlässigbar wenig) Bodenmaterial in den Filter zeigt, dass hier Wasser zwischen den Matten ausgeströmt ist, was zu einer Verringerung des Staudrucks am Deichfuß führt.

Mit Hilfe der Gleichung [4] (s. Seite 31) lässt sich die Schubbelastung auf der Bentonitmatte berechnen. Da in dieser Formel das Energieliniengefälle eingeht, können die Berechnungen nur für die Bereiche durchgeführt werden, in denen das Energieliniengefälle bekannt ist bzw. in Bereichen mit Normalabfluss, bei denen das Energieliniengefälle der Oberflächenneigung entspricht. Im hier vorliegenden Fall kann dies in ausreichender Genauigkeit für das untere Böschungsdrittel, oberhalb des Überganges Deichböschung/Deichfuß angenommen werden. Die Lage der einzelnen Messpunkte und der während der Versuche ermittelten maximalen Überströmungshöhen sind im Anhang 07 auf Seite 121 dargestellt.

Die berechneten Werte sind in der nachfolgenden Tabelle 08 eingetragen. Die Versuche, bei denen es zu einem Versagen des Versuchsaufbaus kam, sind farblich gekennzeichnet.

Tabelle 08: Schubbelastungen auf dem Deckwerk im Bereich des Normalabflusses (Holz-Halbmodell)

|                 |         | Versuch  |          |          |          |            |            |
|-----------------|---------|----------|----------|----------|----------|------------|------------|
|                 | Einheit | HH_BB_01 | HH_BB_02 | HH_BB_03 | HH_BB_04 | HH_BB_05** | HH_BB_06** |
| Fließtiefe      | [cm]    | 1        | 1,7      | 2,5      | 3,5      | 4          | Ohne Wert  |
| Volumenstrom    | [m³/s]  | 0,009    | 0,037    | 0,075    | 0,119    | 0,183      | 0,183      |
| Schubspannung*  | [N/m²]  | 36,41    | 61,9     | 91,04    | 127,45   | 145,66     | X          |
| Geschwindigkeit | [m/s]   | 1,24     | 2,93     | 4,016    | 4,54     | 6,11       | X          |
|                 |         |          |          |          |          |            |            |
|                 |         | HH_BB_07 | HH_BB_08 | HH_BB_09 | HH_BB_10 | HH_BB_11** |            |
| Fließtiefe      | [cm]    | 4,5      | 4,5      | 4,5      | 4,5      | 4,5        |            |
| Volumenstrom    | [m³/s]  | 0,183    | 0,183    | 0,183    | 0,183    | 0,183      |            |
| Schubspannung*  | [N/m²]  | 163,87   | 163,87   | 163,87   | 163,87   | 163,87     |            |
| Geschwindigkeit | [m/s]   | 5,43     | 5,43     | 5,43     | 5,43     | 5,43       |            |

\* Dichte des Wasser bei 12 °C :  $\rho = 999,5 \text{ kg/m}^3$

\*\* Versagen festgestellt

Es ist ersichtlich, dass das Eintreten des Versagens nicht vom Volumenstrom auf der Matte oder der Dichte des Vernagelungsrasters abhängig ist. Auch das Einlegen einer Dränagematte im Überlappungsbereich kann das Versagen nicht verhindern, wenn durch seitliches Umspülen die Erosion unter der Matte stattfindet.

Somit sind beim Einsatz der Bentonitmatte die folgenden Randbedingungen einzuhalten bzw. zu beachten:

- Bis zu einem Volumenstrom von  $0,183 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $0,244 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$  und einer resultierenden Schubbelastung von  $163 \text{ N/m}^2$  wurde die Matte als lagestabiler und wirksamer Erosionsschutz nachgewiesen. Dabei spielte die Befestigung auf der Flanke nur eine untergeordnete Rolle. Lediglich die Fixierung im Anstrombereich scheint erforderlich, um dort ein Anheben der Matte zu unterbinden.
- Die Matten müssen vor der Überströmung ausreichend gewässert werden. Im Feld und im Versuch dient dies zur Erhöhung des spezifischen Gewichtes, was die Matte weniger anfällig gegen Lageveränderungen (resultierend aus den Sogkräften des überströmenden Wassers und dem ggf. entstehenden Druck durch Sickerwasser auf der Unterseite der Matte) macht. Im Versuch kommt noch hinzu, dass erst mit einem Aufquellen der Matte der seitliche Anschluss an die Versuchsrinne hergestellt wird. Bis dieser ausgebildet ist, kann von den Seiten das Wasser relativ einfach unter die Matte strömen und dort zu einer Erhöhung des Druckes oder direkt zu Erosion führen.

Allgemein muss als Einschränkung zu diesen Versuchen angemerkt werden, dass bei der Ermittlung der hydraulischen Belastungen während der Versuche immer der Einfluss der Seiten mit zu berücksichtigen ist. Diese gehen hier aufgrund der geringen Gerinnebreite wesentlich mit in die Berechnung ein. Zusätzlich ist zu beachten, dass ebenfalls aufgrund der geringen Breite auch die Effekte von seitlich ein- und ausströmendem Wasser zu einer Abweichung von den Ergebnissen der Großversuche führen (unter der Annahme, dass seitlich



jeweils ca. 20 cm direkt betroffen sind, entspricht dies im Rinnenversuch z. B. 53 % der Gesamtbreite, während es bei dem Großversuch mit einer Verlegebreite von 5 m nur 8 % sind). So ist vor allem beim Abheben der Matten davon auszugehen, dass dies in der Natur deutlich später erfolgen wird, als im Versuchsstand.

## **6.2.2 Temporäre Überströmungsstrecken mit ballastierten Bentonitmatten am Halbmodell mit Sandkern**

Zur Überprüfung, in wie weit die aufgelegten Matten zu einer Erhöhung des Staudrucks im Deich beitragen und ob der Einbau von Dränagematten im Bereich der Überlappung erforderlich ist, wurde das Holzmodell gegen ein Halbmodell mit Sandkörper ausgetauscht und mit Druckmesssonden versehen.

### **6.2.2.1 Versuchsaufbau des Halbmodells**

Die baulichen Abmessungen der Tiefrinne sind im Kapitel 6.2.1 beschrieben. Für die Untersuchungen an der ballastierten Bentonitmatte wurde das Holzgerüst der vorangegangenen Versuche abgerissen und durch ein Halbmodell aus Sand und Kies ersetzt.



Abbildung 34: Versuchsaufbau mit Sandkern in der Tiefrinne der TU Darmstadt

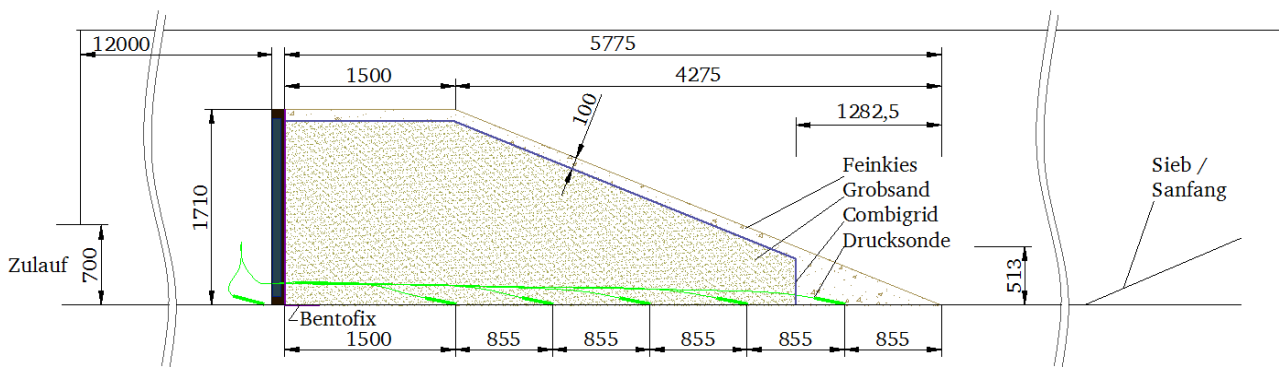
Der Deichkörper besteht aus eng gestuftem Grobsand ( $d_{50}=0,93$  mm;  $U=1,83$ ), der Filter und die Deckschicht bestehen aus eng gestuftem Feinkies ( $d_{50}= 3,1$  mm;  $U=1,36$ ). Die Sieblinien beider Böden und die Scherfestigkeit des Kernmaterials sind im Anhang 06 (Abbildung 76 und 77 bzw. Abbildung 78) beigefügt.

Zwischen den beiden Materialien befindet sich eine Lage Geokunststoff. Diese Lage ist nicht zusätzlich verankert und dient lediglich der Trennung. Sie ist – aufgrund der hohen Durchlässigkeit – für die Untersuchung der Druckverteilung ohne Belang. Ein Einfluss auf das Erosionsverhalten des Deiches kann ausgeschlossen werden, so lange die Erosion nicht bis zu dieser Schicht vordringt, oder die gesamte Deckschicht auf dieser Geogitterlage abrutscht.

Das Modell entspricht einem Deich mit Innendichtung, die in diesem Fall durch eine abgedichtete und verstärkte Holzplatte realisiert ist. Zur Abdichtung kommen Silikon, Fassdichte (eine Mischung aus Vaseline, Paraffin und Wachs) und eine angelegte Bentonitmatte zum Einsatz. Die Wirksamkeit der Dichtung wird mit Einstauversuchen ohne Überströmung überprüft.

Zur Bestimmung der Druckverteilung im Wasser und zur Ermittlung der Überstauhöhe sind entlang der Deichbasis Drucksonden eingebaut. Diese messen in festgelegten Intervallen den Wasserdruck. Die Menge des zuströmenden Wassers kann durch ein MID (Magnetisch-induktiver Durchflussmesser) im Zulauf bestimmt werden.

Das Versuchsprogramm sieht vor, dass der Deich mit steigenden Belastungsstufen beaufschlagt wird. Jede Stufe wird etwa 30 Minuten beibehalten. So wird sichergestellt, dass sich ein stationärer Zustand ausbilden kann und überprüft, ob die jeweilige Belastung zu Langzeitschäden führt. Die Festlegung der Belastungsstufen erfolgt anhand der Überstauhöhen vor dem Deich (Schlüsselkurve).



Insgesamt wurden in dieser Versuchsreihe 11 Versuche mit variiertem Aufbau und unterschiedlichen hydraulischen Belastungen durchgeführt. Eine Übersicht der Spezifikationen der Einzelversuche zeigt die nachfolgende Tabelle 09.

Tabelle 09: Übersicht der Versuche der überströmten Bentonitmatte am Sand-Halbmodell

| Nummer <sup>*</sup> | Vernagelung <sup>**</sup> | Überlappung <sup>***</sup> | Versagen | Volumenstrom            |                             |
|---------------------|---------------------------|----------------------------|----------|-------------------------|-----------------------------|
|                     |                           |                            |          |                         |                             |
| SH_BB_1.1           | VS0                       | Variante A                 | Nein     | 0,001 m <sup>3</sup> /s | 0,001 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_1.2           | VS0                       | Variante A                 | Nein     | 0,017 m <sup>3</sup> /s | 0,023 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_2.1           | VS0                       | Variante A                 | Nein     | 0,004 m <sup>3</sup> /s | 0,005 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_2.2           | VS0                       | Variante A                 | Nein     | 0,035 m <sup>3</sup> /s | 0,047 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_2.3           | VS0                       | Variante A                 | Ja       | 0,079 m <sup>3</sup> /s | 0,105 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_3.1           | VS1                       | Variante B                 | Nein     | 0,015 m <sup>3</sup> /s | 0,02 m <sup>3</sup> /(s·m)  |
| SH_BB_3.2           | VS1                       | Variante B                 | Nein     | 0,038 m <sup>3</sup> /s | 0,051 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_3.3           | VS1                       | Variante B                 | Nein     | 0,059 m <sup>3</sup> /s | 0,079 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_3.4           | VS1                       | Variante B                 | Nein     | 0,074 m <sup>3</sup> /s | 0,099 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_3.5           | VS1                       | Variante B                 | Nein     | 0,094 m <sup>3</sup> /s | 0,125 m <sup>3</sup> /(s·m) |
| SH_BB_3.6           | VS1                       | Variante B                 | Ja       | 0,229 m <sup>3</sup> /s | 0,305 m <sup>3</sup> /(s·m) |

\* SH=Sand-Halbmodell ; BB=ballastierte Bentonitmatte

\*\* s. Abbildung 75 im Anhang 06 auf Seite 120

\*\*\* s. Abbildung 26 auf Seite 58

#### 6.2.2.2 Kalibrierung des Versuchsstandes

Für die Bestimmung der hydraulischen Belastung auf das Deckwerk muss die Sickerwassermenge in Abhängigkeit von der Einstauhöhe bekannt sein. Zu diesem Zweck wurde die Frontabdichtung verlängert, um einen Überstau ohne Überströmung zu ermöglichen. Um Sättigungseffekte auszuschließen, wurde das Modell zuvor bis zur Kronenhöhe eingestaut und die Ausbildung einer stationären Sickerlinie abgewartet.

Die gemessene Durchsickerung ist in Tabelle 10 dargestellt. Die Sickerwassermenge ergibt sich aus der Absenkung und der Oberfläche des Rinnenvorlaufs (12 m Länge \* 0,75 m Rinnenbreite).

Tabelle 10: Sickerwassermenge Hallenversuch (überstauabhängig)

|              |       |         |         |         |         |         |         |         |
|--------------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Einstauhöhe  | [m]   | 1,89    | 1,86    | 1,83    | 1,8     | 1,77    | 1,74    | 1,71    |
| Überstauhöhe | [m]   | 0,18    | 0,15    | 0,12    | 0,09    | 0,06    | 0,03    | 0       |
| $\Delta h$   | [m/s] | 0,00004 | 0,00003 | 0,00003 | 0,00003 | 0,00003 | 0,00002 | 0,00002 |
| Sickerwasser | [l/s] | 0,36    | 0,27    | 0,27    | 0,27    | 0,27    | 0,18    | 0,18    |

Die Durchlässigkeit des Systems berechnet sich anhand der obigen Werten zu durchschnittlich  $9,1 \cdot 10^{-5}$  m/s. Dieser Wert liegt deutlich unter der Durchlässigkeit von Sand oder Kies (s. u.) und stellt somit die wirksame Durchlässigkeit der Frontabdichtung dar, wobei die erreichte Dichtwirkung deutlich über einer allgemein im Deichbau angestrebten Durchlässigkeit von Innendichtungen liegt (z. B. müssen bei einer Erddichtung  $1,0 \cdot 10^{-7}$  m/s nachgewiesen werden) (DWA, 2012).

Zur Kontrolle wurde die Durchlässigkeit des Sandkerns und der Kiesbedeckung/Filter durch einen Darcy-Versuch ermittelt. Sie beträgt für den Sand  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s und für den Kies  $7 \cdot 10^{-2}$  m/s. Zusätzlich wurde die Durchlässigkeit auch aus der Sieblinie nach der Berechnungsmethode von HAZEN berechnet. Diese Berechnung ist zwar mit Unsicherheiten verbunden, da es sich nur um ein indirektes Verfahren handelt, die

rechnerischen Durchlässigkeiten des Kernmaterials ( $5,38 \cdot 10^{-3}$  m/s) und des Deckmaterials ( $6,97 \cdot 10^{-2}$  m/s), korrelieren aber sehr gut mit den experimentell ermittelten Werten.

#### 6.2.2.3 Sand-Halbmodell-Versuchsreihe 1

Die Einstauhöhe zum Beginn des ersten Versuchs lag bei 0,05 m. Diese hydraulische Belastung konnte ohne Schäden am Deckwerk abgeführt werden.

Als Folge der Überströmung kam es im Ablauf der Rinne zu einer Erhöhung des konstruktiv bedingten Rückstaus von 10 cm auf 29 cm. Wie die spätere Auswertung des Versuches zeigte, lag dieser jedoch vorrangig am im Rücklauf zur Pumpe eingesetzten Sieb. Dieses diente zum Aufhalten erodierten Materials am Zufluss zur Pumpe und verfügte über eine zu geringe Maschenweite. An der Fuge zwischen Bentonitmatte und Versuchsrinne konnte jedoch das Eintreten von Sickerwasser in den Deichkern beobachtet werden. Dies führte zu einer – gegenüber den reinen Einstauversuchen – erhöhten Sickerlinie im Deich und vermehrtem Sickerwasseraustritt am Deichfuß.

Nach 30 Minuten wurde die Einstauhöhe auf 0,08 m erhöht. In Folge dieser Erhöhung kam es zu einem Versagen des Deckwerkes, als die Bentonitmatte im Rücklauf aufschwamm.



Abbildung 36: Aufschwimmen der Bentonitmatte am Deichfuß

Da es bei dem Druckmesser im Filterfuß während des Versuchs zu einem Messausfall kam, kann die exakte Druckhöhe im Filter für diesen Versuch nicht bestimmt werden. Somit bleibt ungeklärt, welche der folgenden Komponenten in diesem Fall maßgeblich für das Versagen des Deckwerkes war: Auftrieb, Staudruck oder überströmungsinduzierter Sog.

#### 6.2.2.4 Sand-Halbmodell-Versuchsreihe 2

Um ein erneutes Aufschwimmen der Bentonitmatte zu verhindern, wurde diese im Bereich hinter dem Deichfuß mit Verbundpflastersteinen beschwert. Gleichzeitig wurde im Bereich hinter dem Deichfuß eine Drainagematte (eine umgedrehte Erosionsschutzmatte) unter die Bentonitmatte gelegt, um den Austritt des Sickerwassers aus dem Deich durch die oben beschriebene Modifikation nicht zu erschweren. Zusätzlich wurde an dem im Rücklauf befindlichen Sieb die Maschenweite erhöht, um einen besseren Abfluss zu ermöglichen. Im Übrigen bleibt der Versuchsaufbau unverändert.

Die Einstauhöhe betrug während der ersten 30 Minuten des Versuchs 5 cm. Diese Wassermenge konnte ohne Beschädigung des Deckwerkes abgeführt werden. Nach der Erhöhung der Einstauhöhe auf 15 cm versagte das Deckwerk innerhalb von drei Minuten durch Abgleiten der unteren Bentonitmatte auf dem Deichkörper. Ursache hierfür war das Umströmen der Bentonitmatte durch die seitlichen Fugen, nachdem das locker in der Fuge sitzende Bentonit ausgespült wurde. Das eindringende Wasser führte zu Erosion am Deichkörper und



destabilisierte das System so weit, dass es zu einem Abgleiten der Bentonitmatte kam. In Abbildung 37 sind die Materialumlagerungen deutlich zu erkennen (die mit Klebeband markierte Linie stellt dabei die ursprüngliche Böschungsoberkante dar).

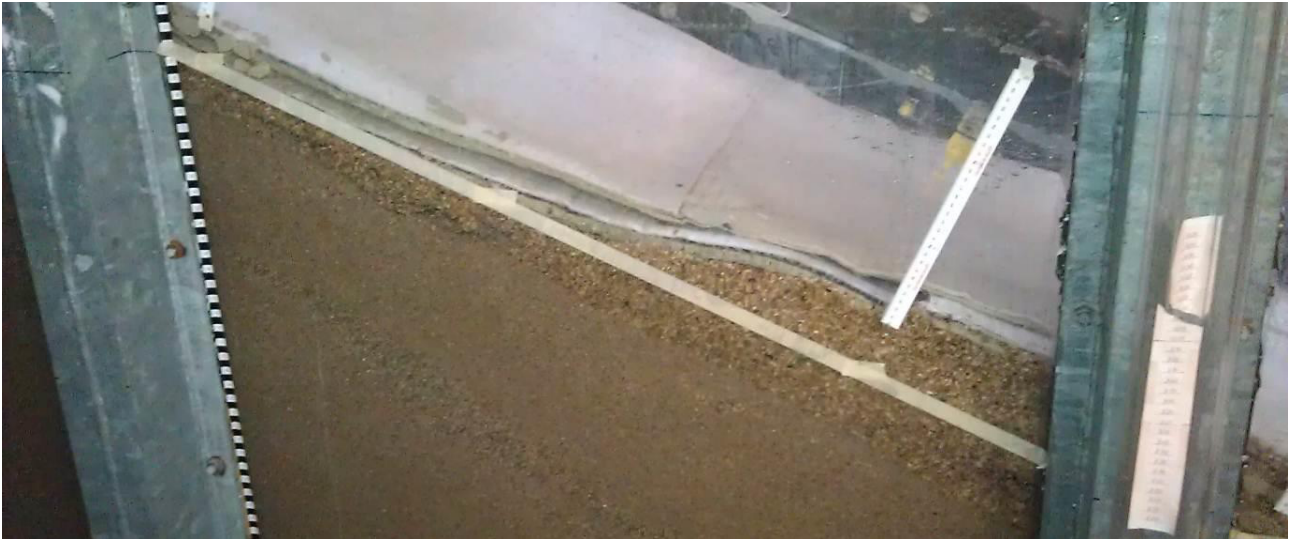


Abbildung 37: Umlagerung durch die Überströmung

Die Auswertung der Drucksonden (ab Seite 71) ergab, dass das einströmende Wasser zu keiner Erhöhung der Sickerlinie im Deichkörper geführt hatte. Der Wasserdruck im Deich kann daher das Versagen nicht begünstigt haben. Ob und wie das eingetretene Wasser hangparallel geströmt ist und ob der so entstehende Druck in der Deckschicht zum Versagen beigetragen hat, kann mit dem verwendeten Versuchsaufbau nicht bestimmt werden.

#### 6.2.2.5 Sand-Halbmodell-Versuchsreihe 3

Um eventuell unter der Bentonitmatte strömendem Wasser den Austritt zu erleichtern und so das Bilden von Staudruck unter der Bentonitmatte zu verhindern, wurde an der Überlappung eine Erosionsschutzmatte zwischen die Bentonitmatten gelegt, die hier als Filter wirkt. Zusätzlich wurden die Matten im Überlappungsbereich mittels zweier Nägel miteinander verbunden. So sollte ein erneutes Abrutschen der unteren Matte erschwert werden. Um das Abflussverhalten im Rücklauf zu verbessern, wurden die Verbundpflastersteine aus dem 2. Versuch durch Beton-Formstücke ersetzt. Im Übrigen blieb der Versuchsaufbau unverändert.

Die Einstauhöhe konnte während des Versuches in drei Schritten (8 cm und 17 cm; jeweils für 25 Minuten) bis auf 19 cm gesteigert werden.

Während der letzten Erhöhung schwamm die Bentonitmatte im Bereich der Krone auf und es kam zu einem massiven seitlichen Wassereintritt, der zu erheblicher Erosion unterhalb der Bentonitmatte und somit zum Versuchsabbruch führte. Mit der Überstauhöhe von 19 cm und einer Fließgeschwindigkeit von 2,68 m/s wurde somit eine Belastung erreicht, bei der die überströmte und nicht zusätzlich gesicherte Bentonitmatte nicht mehr lagestabil bleibt und sie zu „flattern“ beginnt.



Abbildung 38: Aufschwimmen an der Vorderkante



Abbildung 39: Aufschwimmen im Kronenbereich

#### 6.2.2.6 Auswertung

Gemäß Kapitel 6.1 beträgt die hydraulische Rauigkeit der Bentonitmatte bei den Strömungsbelastungen, die in den durchgeführten Versuchen erreicht wurden ca.  $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Bei der Bewertung der Standsicherheit müssen für die Bentonitmatte zwei Bereiche unterschieden werden, die bei ihrer Anwendung zum Hochwasserschutz kritisch sind:

- die Krone mit Anströmung
- die Belastungszone im Bereich des Normalabflusses.

Während im ersten Fall vor allem die Art der Anstromsicherung (Befestigung oder Strömungsüberleitung) die maßgebliche Größe darstellt (s. Kapitel 6.1), ist im zweiten Fall die durch die Überströmung induzierte Schubspannung auf der Matte von entscheidender Bedeutung. Liegt diese höher, als die durch das Eigengewicht und die Reibung erzeugte, entgegen gerichtete Haltekraft, kann die Matte auf der Böschung abrutschen, liegt sie über der Widerstandsfähigkeit des Materials, kann die Matte selbst Schaden nehmen.

Im Fall der überströmten Bentonitmatte beschränkt sich die Auswertung dieser Versuchsreihe auf die Schubbelastungen auf der Matte, da die Problematik der offenen Anströmung mit einfachen Mitteln – auch in der Natur – begegnet werden kann (s. Kapitel 6.1.2 und 6.3.5.1).

In den einzelnen Versuchen wurden im Bereich des Normalabflusses die folgenden Belastungen auf der Bentonitmatte erreicht:

Tabelle 11: Schubbelastungen auf dem Deckwerk während der Überströmung des Halbmodell mit Sandkern

| Versuchsreihe*   |        | SH_BB_1. |      | SH_BB_2. |       |      | SH_BB_3. |      |      |      |       |      |
|------------------|--------|----------|------|----------|-------|------|----------|------|------|------|-------|------|
| Versuchsnummer   |        | 1        | 2    | 1        | 2     | 3    | 1        | 2    | 3    | 4    | 5     | 6    |
| Überstauhöhe     | [cm]   | 1,2      | 6    | 2,5      | 9,8   | 17   | 5,5      | 10,5 | 14   | 16,2 | 19    | 34,5 |
| Abfluss          | [m³/s] | 0,002    | 0,02 | 0,01     | 0,04  | 0,10 | 0,02     | 0,05 | 0,07 | 0,09 | 0,11  | 0,28 |
| Fließtiefe ***** | [cm]   | ***      | ***  | ***      | 0,5   | **** | 0,3      | 1    | 2,2  | 2    | 3     | **** |
| Geschwindigkeit  | [m/s]  | -        | -    | -        | 11,27 | -    | 7,90     | 6,25 | 4,37 | 5,99 | 5,07  | -    |
| Schubspannung**  | [N/m²] | 0        | 0    | 0        | 18,2  | 0    | 10,9     | 36,4 | 80,1 | 72,8 | 109,3 | 0    |

\* SH=Sand-Halbmodell ; BB=ballastierte Bentonitmatten

\*\* Dichte des Wasser bei 12° C: 999,5 kg/m³

\*\*\* kein messbarer Wasserstand im unteren Böschungsabschnitt

\*\*\*\* Versagen der Konstruktion vor Messbeginn

\*\*\*\*\* im Bereich des Normalabflusses

Die erreichten Schubspannungen liegen unter denen, die am Halbmodell aus Holz erreicht werden konnten (s. Kapitel 6.2.1). In beiden Versuchsreihen liegen die Werte deutlich unter den Kräften, die laut Produktdatenblatt von der Bentonitmatten aufgenommen werden können (12 kN/m; Anhang 12). Selbst wenn die Bahn vollkommen reibungsfrei auf dem Untergrund liegt und nur im Überlappungsbereich bzw. an der Krone fixiert wird, würde auf dem Versuchsstand erst bei einer Schubspannung von 4,9 kN/m (bei einer Streckenlänge von ca. 2,3 m im hochbelasteten Bereich des Normalabflusses) die Zugfestigkeit des Materials erreicht. Da dieser Wert erst bei einer Überströmungshöhe von ca. 1,3 m und nur lokal begrenzt im Bereich des Normalabflusses erreicht würde, kann dieser Versagensfall als untergeordnet betrachtet werden.

### Druckentwicklung im Deich

Für den Einsatz der Bentonitmatten ist es von entscheidender Bedeutung, ob durch das Auflegen ein Anstieg des Druckes im Deichkörper erfolgt und wenn ja, wie dieser Anstieg reduziert werden kann.

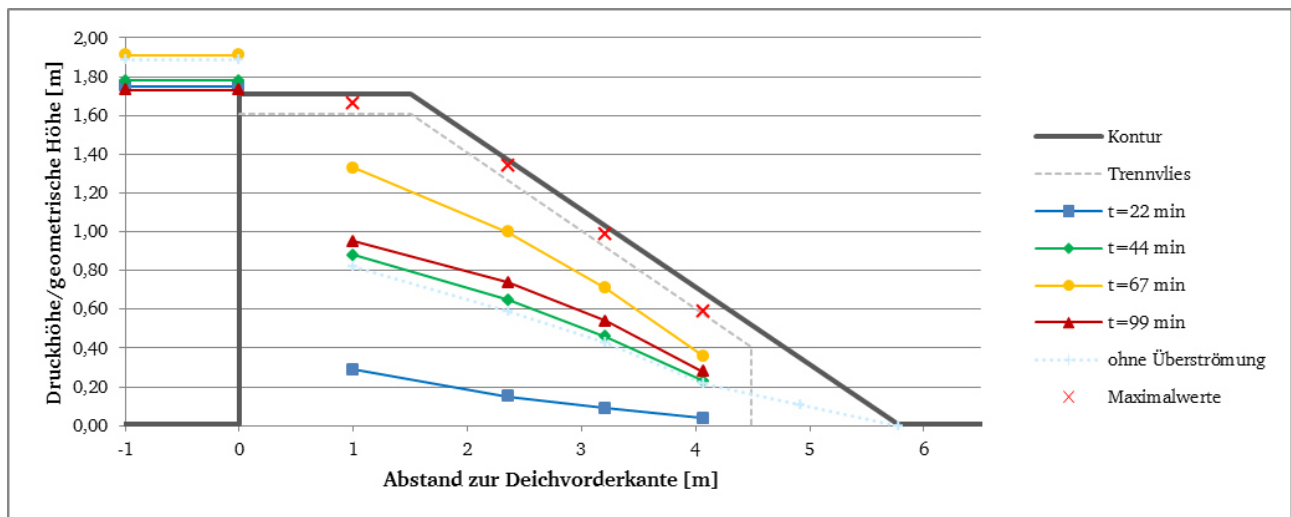


Abbildung 40: Sickerlinien SH\_BB\_2.X (überhöhte Darstellung)



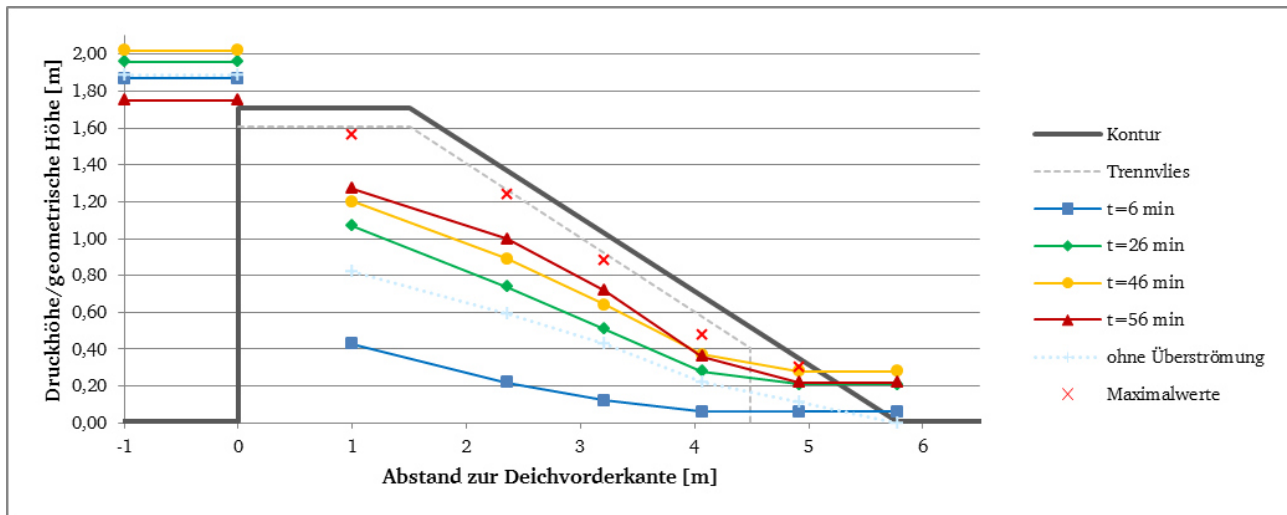


Abbildung 41: Sickerlinien SH\_BB\_3.X (überhöhte Darstellung)

In den Abbildungen 40 und 41 sind die Sickerlinien im Deichkörper während der einzelnen Versuche dargestellt. Dabei wurden die gemessenen Wasserdrücke im Deichkörper während der Überströmung und zum Vergleich eine Sickerlinie eingetragen, bei der der Versuchsdeich zwar eingestaut, nicht jedoch überströmt wurde. Da die Dichtigkeit der Front unverändert bleibt, kann auf diesem Weg der Effekt des seitlich einströmenden Wassers bzw. der Rückstau durch einen reduzierten Austritt am Fuß abgeschätzt werden. Ein signifikanter Zustrom von Wasser in den Deich durch die Bentonitmatte kann nahezu ausgeschlossen werden, da die Durchlässigkeit der Bentonitmatte (laut Herstellerangaben und eigenen Untersuchungen) bei mind.  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s liegt (s. Produktdatenblatt im Anhang 12 auf Seite 127).

Der Vergleich der Drucklinie während der Überströmung und bei einem Versickerungsversuch zeigt dabei deutlich, dass die seitlichen Effekte in diesem Versuch dominieren. Selbst bei einer minimalen Überströmung während der ersten Versuche – bei der im unteren Böschungsbereich kein Wasserstand mehr messbar war, da das Wasser fast vollständig in den Randbereichen versickerte – lag die Druckhöhe im Deich mindestens beim doppelten Wert eines Durchsickerungsversuchs. Erst durch zusätzliche Dichtungsmaßnahmen an den Seiten vor dem dritten Versuchsaufbau konnte erreicht werden, dass die Drucklinie bei einer geringen Überströmung der einer Sickerlinie ohne Überströmung nahezu entsprach. Mit zunehmender Überströmungshöhe und dem damit steigenden Druck auf die seitlichen Fugen wurde aber auch in diesem Fall eine Erhöhung der Drucklinie im Deich festgestellt.

In keinem Versuch lag die Drucklinie im Deich im Bereich der Böschungsoberkante. Dies deutet darauf hin, dass der freie Auslauf am Böschungsfuß, der zum einen durch den Fußfilter und zum andern durch die unter der Bentonitmatte ausgelegten Erosionsschutzmatte ermöglicht wurde, über eine ausreichende hydraulische Kapazität zur druckfreien Abführung des Sickerwassers verfügte. Dafür spricht auch, dass die gemessenen Wasserstände im Ablauf und die aufgezeichneten Druckhöhen im Bereich des Filters etwa gleich hoch waren.

Werden für die Drucksonden die maximalen Druckhöhen gegenüber der Deichböschung aufgetragen – wobei die Maximalwerte nicht bei allen Sonden zum selben Zeitpunkt erreicht wurden – so nähert sich diese Maximal-Drucklinie der Deichböschung deutlich an. Da der Druck jedoch bei allen Versuchen diese Höhe nur für einen kurzen Zeitraum erreichte und anschließend wieder auf ein Niveau sank, das deutlich unterhalb der Geländeoberkante lag, ist davon auszugehen, dass es sich bei den großen Druckhöhen um ein „Durchschlagen“ nach verstärkten seitlichem Wasserzutritt handelt.

Somit kann für den Einsatz der ballastierten Bentonitmatte festgehalten werden, dass bei einem durchlässigen Deichkörper und einem wirksamen Fußfilter eine zusätzliche Dränagematte in den Überlappungsbereichen auf der Böschung entfallen kann, da selbst bei einem massiven seitlichen Wassereintritt unter die Matte der Sickerwasserstand die Geländeoberkante nicht erreicht.

Es ist zusätzlich anzunehmen, dass auch bei einem kleinflächigen Einsatz, bei dem der Druckabbau auch zu den Seiten neben den geschützten Bereich erfolgen kann, eine zusätzliche Dränage entfallen könnte. Bis dies jedoch durch großmaßstäbliche Versuche bewiesen ist, sollte die Fußdränage eingesetzt werden.

Für den Einsatz über eine längere Strecke sollte überprüft werden, ob hier die Matten eine Auswirkung auf die Druckverteilung im Deich haben. Sofern die Daten nicht vorliegen, sollte hier aus Sicherheitsgründen an den Überlappungen quer zur Böschungsneigung der Einsatz von Dränmatten erfolgen. Zumal diese neben dem Abführen von Sickerwasser aus dem Deich auch das Austreten von hangparallel strömendem Wasser – das z.B. durch seitliche Zutritte oder Beschädigungen der Matten unter die Überströmungssicherung gelangt ist – ermöglichen. In diesem Fall kann so die Gefahr verringert werden, dass das Wasser hangparallel von der Krone bis zum Deichfuß unter den Geokunststoffen strömt und dabei den Deich schädigt.

Gleichzeitig zeigt die Druckentwicklung, dass ein gezieltes Wässern der Bentonitmatte vor der Überströmung erfolgen muss. Bei den Rinnenversuchen wird so erst der Anschluss von der Bentonitmatte an die Rinnenwand abgedichtet. Bei einem Einsatz im Hochwasserfall steigert die Wasseraufnahme das Gewicht der Matte und trägt so zur Stabilisierung der Lage bei. Gleichzeitig wird durch das Quellen des Bentonits die Gefahr reduziert, dass trockenes Bentonitpulver aus der Matte ausgespült werden kann.

## 6.3 Großversuche

### 6.3.1 Versuchsaufbau der Großversuche

Zur Erforschung innovativer Deichbau- und Deichsanierungskonzepte ohne Einflüsse seitlicher Rinnenbegrenzungen und zum Ausschluss von Maßstabsfehlern wurde ein Versuchsstand im Maßstab 1:1 errichtet.

Der ca. 60 m lange Deichabschnitt entspricht in den Abmessungen einem durchschnittlichen Deich entlang des Rheins. Die Höhe beträgt 3,0 m, die Breite am Deichfuß 17,8 m. Die landseitige Böschungsneigung liegt bei 1:2,5. Der Deich verfügt über eine wasserseitige Dichtung und einen Fußfilter. Abweichend vom aktuellen Regelquerschnitt für Deiche befindet auf der Landseite keine Berme mit Deichverteidigungsweg. Die Sohle im Rücklaufbereich ist jedoch beweglich ausgeführt (Abbildung 42).

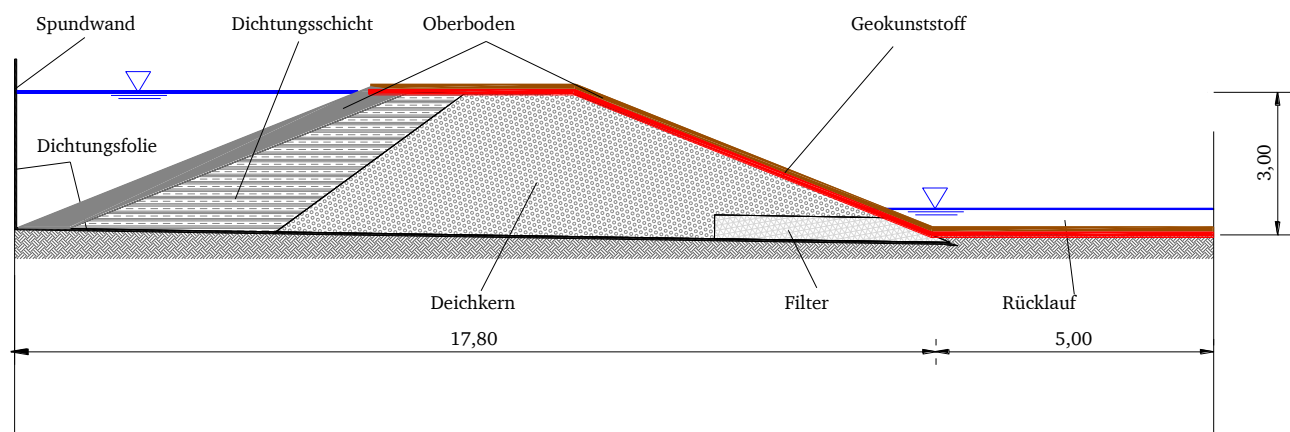


Abbildung 42: Deichquerschnitt großmaßstäblicher Versuch (Steuernagel, 2008)

Der Deich verfügt über zwei Testfelder von jeweils 20 m Breite. Die Beaufschlagung der Felder kann in der Breite variabel ausgeführt werden, indem die nicht zu überströmenden Teile durch eine Barriere auf der Deichkrone (zum Einsatz kommen hierbei herkömmliche Sandsäcke bzw. die „rote Tonne“ der Firma Aquariwa) geschützt werden. So ist es möglich, auf den einzelnen Feldern parallele Untersuchungen durchzuführen. Dabei können die Versuche in Abhängigkeit von der gewünschten hydraulischen Belastung parallel oder nacheinander stattfinden.

Der Wasserkreislauf wird mittels einer unregelmäßigen Propellerpumpe mit einer Kapazität von 4,687 m<sup>3</sup>/s (Förderhöhe 5,0 m) und eine Rückleitung DN 1400 erzeugt. So ist es möglich, während der Versuche einen stationären Zustand einzustellen. Am wasserseitigen Auslass der Rohrleitung ist der Deichkörper gegen Erosion durch eine Böschungs- und Sohlsicherung aus Beton geschützt, der Rest der Wasserseite verfügt über keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen. Trotz der seitlichen Anströmung entspricht der Versuchsdeich nicht ganz den natürlichen Bedingungen, bei denen die Hauptströmung parallel zur Deichlängsachse verläuft und der Deich im Überströmungsfall ähnlich einem Streichwehr wirkt, sondern einem frontal angeströmten Wehr. Dies liegt daran, dass die laterale Komponente nur untergeordnet ist und das Wasser – aufgrund fehlender Ablaufmöglichkeiten „stromabwärts“ – vollständig über den Versuchsdeich abfließen muss. Trotz dieser Einschränkung bildet sich aufgrund der seitlichen Anordnung der Pumpe ein Höhenunterschied auf beiden Seiten des Überströmungsbereiches aus, wobei dieser Effekt bei einer großen Überströmungsbreite mutmaßlich stärker ausgeprägt ist.

Die Überströmungshöhe richtet sich aufgrund der festen Leistung der Pumpe nach der Überfallbreite auf der Krone. Die maximal mögliche Höhe ergibt sich aus dem Überstand der wasserseitigen Spundwand über die Deichkrone und beträgt, je nach Deckwerksaufbau ca. 40 cm. Dieser Maximalwert wurde bei den hier beschriebenen Versuchen nicht erreicht.

Die Abbildungen 43 und 44 zeigen den schematischen Versuchsaufbau, sowie die eingebaute Böschungssicherung auf einem der Versuchsfelder.

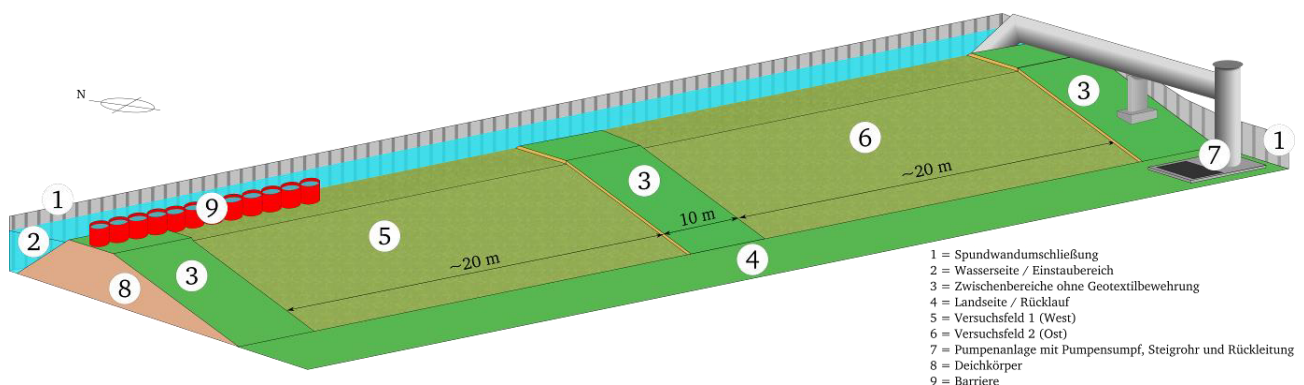


Abbildung 43: Übersicht Versuchsstand, schematisch, halbperspektivisch



Abbildung 44: Versuchsaufbau vor einer Überströmung

Der Versuchsaufbau sah vor, dass die Geokunststoffe direkt auf dem Deichkern bzw. auf dem landseitigen Wühltierschutz aufgebracht wurden (die Sieblinie dieses Materials ist im Anhang 09 auf Seite 124 beigefügt). Die Fixierung auf dem Deich und die Verbindung zwischen den einzelnen Bestandteilen der Geokunststoffkombination erfolgten mittels Bodennägeln (U-förmige Eisen mit einer Schenkellänge von ca. 0,5 m, einer Stegbreite von 8,0 cm und einem Durchmesser von 1,0 cm). Diese wurden für den ersten Versuch

---

im Raster 1 x 1 m eingeschlagen, für die weiteren Versuche wurde ein zusätzlicher Nagel in der Mitte des Rasters eingebracht (s. Abbildung 80 im Anhang 11).

Diese Nägel dienen nur der Stabilisierung im unbedeckten Zustand (Bauzustand bzw. Katastrophenzustand nach der eventuellen Erosion des Oberbodens). Nach der Überdeckung mit Bodenmaterial und der Bepflanzung sollten aufgrund der Durchwurzelung keine zusätzlichen Befestigungsmittel mehr erforderlich sein. Das fertige Deckwerkskonzept wird somit als ein selbsttragendes Deckwerk betrachtet.

Der Geokunststoffaufbau bestand aus dem Verbundstoff Combigrid® (eine Lage durchwurzelbarer Vliesstoff zwischen den beiden, um 90° gegeneinander verdrehten Geogitterlagen aus PP) und einer darüber verlegten Erosionsschutzmatte vom Typ Secumat® (die Produktdatenblätter sind im Anhang 12 beigelegt). Den schematischen Aufbau zeigt Abbildung 45.

Die Bahnen des Geogitters wurden gemäß der Verlegeanleitung mit jeweils 0,5 m seitlicher Überlappung verlegt, das Auflegen der Erosionsschutzmatten erfolgte ohne Überlappung („stumpf gestoßen“) über den Geogittern. Das Befestigungs raster der Bodennägel wurde so gewählt, dass mindestens ein Nagel pro Reihe im Überlappungsbereich eingeschlagen wurde (das genaue Vernagelungs raster ist in der Beschreibung der einzelnen Versuche aufgeführt).



Abbildung 45: Aufbau Geokunststoffkombination

Das Verlegen der Matten erfolgte von Hand. Beim Einschlagen der Bodennägel wurde ein Stemmhammer mit speziellem Aufsatz verwendet.

#### 6.3.1.1 Messtechnik

Während der Überströmungsversuche wurden die Sickerwasserstände im Deich kontrolliert, sowie eine Bestimmung der Überströmungshöhe auf der Deichkrone vorgenommen. Die Auswertung der aufgetretenen Erosion erfolgte mittels eines Aufmaßes der Kolke und Erosionsrinnen, sowie durch digitale Bildauswertungen.

In den Versuchen GV\_B\_2 und GV\_Be (s. Tabelle 12) kam zusätzlich ein Ultraschallmessgerät zum Einsatz. Dieses wurde für die gesamte Versuchsdauer auf der Deichkrone installiert und lieferte die Überströmungshöhe und das Geschwindigkeitsprofil am Befestigungspunkt (ein Meter vor der landseitigen Deichkante auf der Bentonitmatte).

Die Überströmungsgeschwindigkeit im Bereich der Kante wurde mittels eines magnetisch-induktiven „Messflügels“ gemessen, wobei der jeweils dazugehörige Wasserstand per Maßstab aufgenommen wurde.



### 6.3.1.2 Versuchsprogramm

Am Versuchsdeich wurden mehrere Versuche mit unterschiedlichem Deckwerksausprägungen und hydraulischen Belastungen durchgeführt. Einen Überblick über die jeweiligen Randbedingungen gibt die folgende Tabelle:

Tabelle 12: Spezifikationen der Großversuche

| Bezeichnung*   | Deckwerk** | Bewuchs | Q                     | t       | Standsicherheit  |
|--|------------|---------|-----------------------|---------|------------------|
|  |            |         | [m <sup>3</sup> /s·m] | [min]   |                  |
| GV_U_1   | Co, Se     | Nein    | 0,12                  | ca. 5   | Nein             |
| GV_U_2   | Co, Se     | Nein    | 0,12                  | ca.5    | Nein             |
| GV_B_1   | Co, Se, OB | Ja      | 0,2                   | 27      | Ja               |
| GV_B_2   | Co, Se, OB | Ja      | 0,2                   | 90      | Ja <sup>1)</sup> |
| GV_B_2.1   | Co, Se, OB | Ja      | 0,22                  | 51      | Ja <sup>1)</sup> |
| GV_Be  | Be         | (Ja)    | 0,31                  | 5 + 141 | Ja <sup>1)</sup> |
| <p>* GV = Großversuch U = Unbewachsen ; B = Bewachsen ; Be = Bentonit<br/>** Co=Combigrid® ; Se=Secumat® ; OB=Oberboden ; Be=Bentofix® BZ13-B<br/><sup>1)</sup> kein Versagen bis Versuchsende</p> |            |         |                       |         |                  |

### 6.3.2 Rechnerische Belastung am Versuchsdeich

Die Belastungen des Deiches während der Überströmung können aus den hydraulischen Grundlagen aus Kapitel 4 rechnerisch ermittelt.

Für den Versuchsdeich kann der Überfallwert anhand der durchgeführten Experimente und der dabei bestimmten Werte für die Überfallhöhe und die Abflussbreite ermittelt werden. Die optimalen Berechnungsgrundlagen bilden dabei der Versuche der temporären Überströmungssicherung aus Kapitel 6.3.5, da hier die erforderlichen Parameter auf einer räumlich klar begrenzten Strecke eindeutig bestimmt werden können. Zwar ist im Bereich der nicht durch eine Bentonitmatte geschützten Deichkrone mit einem leicht veränderten Überfallbeiwert zu rechnen, da die übliche Variabilität bei 40 % bis 70 % liegt (Peter, 2005), ist die folgende Bestimmung als hinreichend genau zu betrachten. Der Volumenstrom lag auf der Bentonitmatte gemäß Tabelle 19 bei 1,04 bis 1,9 m<sup>3</sup>/s (errechnet aus dem Fließquerschnitt und der Fließgeschwindigkeit), die unbeeinflusste Überströmungshöhe  $h_{ü}$  bei 0,3 m (dieser Wert entspricht nicht den auf der Krone gemessenen Werten aus Tabelle 19 sondern wurde separat über eine Drucksonde im nicht beschleunigten Bereich auf der Wasserseite ermittelt). Aus Gleichung [1] auf Seite 26 ergibt sich danach ein – unter Berücksichtigung der oben angegebenen Variabilität für breitkronige Wehre (gemäß Peter (2005) 0,49 bis 0,55) plausibler – Überfallbeiwert ( $\mu$ ) von 0,42 bis 0,57.

Die Belastung der Versuchsfelder ist – bei jeweils konstanter Pumpenleistung – abhängig von der Überstrombreite und kann mittels der Gleichung [1] Seite 26 berechnet werden. Die Tabelle 13 zeigt die rechnerischen Überstauhöhen bei vorgegebener Breite des Untersuchungsbereichs.

Die Tabellenwerte stellen dabei sowohl das rechnerische Maximum dar, bei der die Pumpe den vollen Volumenstrom fördert, als auch exemplarisch in den in den Versuchen im Kapitel 6.3.4.4 ermittelten Volumenstrom von 3,5 m<sup>3</sup>/s.

Tabelle 13: Überfallhöhe des Versuchsdeichs in Abhängigkeit zur Überfallbreite ( $\mu=0,55$ ;  $Q=4,687 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

|             | b [m]             | 3,0  | 5,0  | 7,0  | 9,0  | 11,0 | 12,0 | 13,0 | 14,0 | 15,0 | 16,0 | 17,0 | 18,0 | 19,0 |
|-------------|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $Q_{4,687}$ | $h_{\bar{U}}$ [m] | 0,99 | 0,70 | 0,56 | 0,48 | 0,42 | 0,39 | 0,37 | 0,35 | 0,34 | 0,32 | 0,31 | 0,30 | 0,29 |
| $Q_{3,5}$   | $h_{\bar{U}}$ [m] | 0,80 | 0,57 | 0,46 | 0,39 | 0,34 | 0,32 | 0,30 | 0,29 | 0,27 | 0,26 | 0,25 | 0,24 | 0,23 |

Nach Gleichung [4] auf Seite 31 ergeben sich danach für den Versuchsdeich die in Abbildung 46 dargestellten Werte für die Fließtiefe im Bereich des Normalabflusses auf der Deichflanke, die Überströmungshöhe im unbeeinflussten Bereich vor der Krone und die Schubspannung (in Abhängigkeit von der Breite des Überströmungsbereichs).

Die Strömungsgeschwindigkeit und die Froude-Zahl im Bereich der Deichkrone lassen sich nach der Kontinuitätsgleichung und Gleichung [2] errechnen (s. Abbildung 74 im Anhang 04).

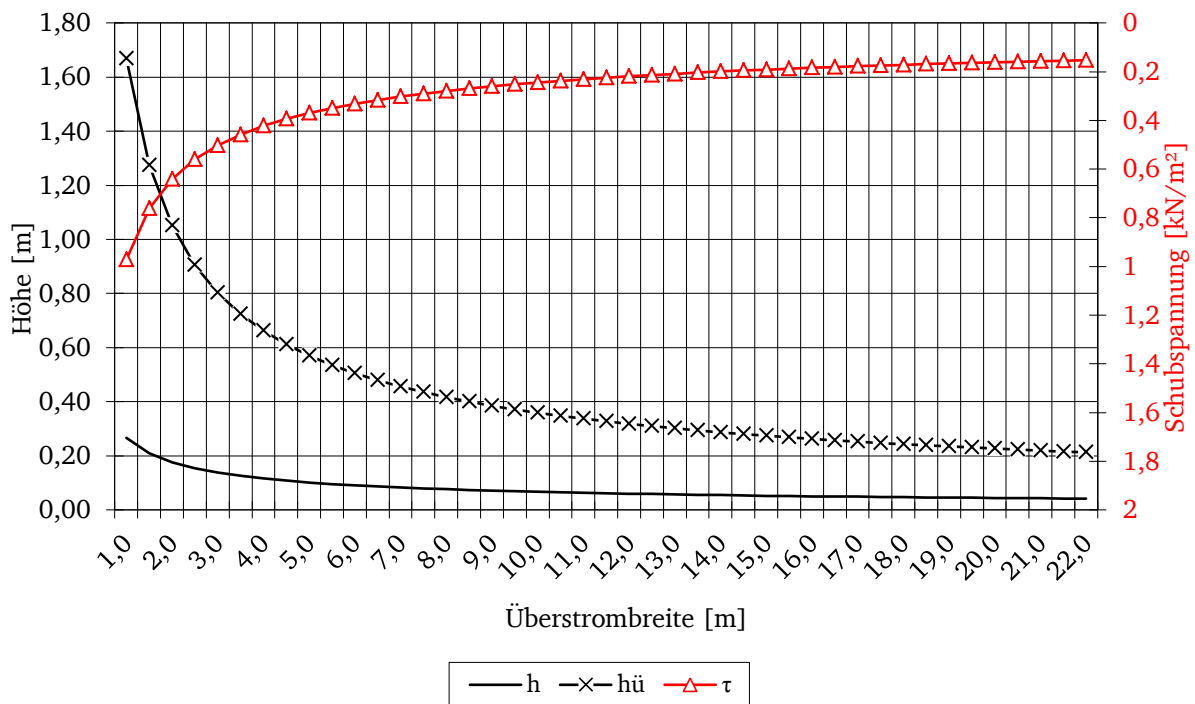


Abbildung 46: Überströmungshöhen und rechnerische Schubspannung (Kronenbereich) am Versuchsdeich ( $\mu=0,55$ ;  $Q=3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Die Schubspannung beträgt bereits bei geringen Überströmungshöhen und einer großen Überstrombreite  $0,2 \text{ kN/m}^2$ . Damit liegt die Belastung bereits im Fall der geringstmöglichen Überströmung um ein vielfaches über der kritischen Sohlschubspannung natürlicher kohäsionsloser Böden ( $0,08 \text{ kN/m}^2$  für Sand bis  $0,6 \text{ kN/m}^2$  für Geröll) und übertrifft selbst die kritische Sohlschubspannung künstlicher Deckwerke in Lockerbauweise (Steinschüttung und –satz bis  $0,2 \text{ kN/m}^2$ ). Für Rasen werden in der Fachliteratur  $0,015$  bis  $0,018 \text{ kN/m}^2$  (kurzfristige Belastung) bzw.  $0,02$  bis  $0,03 \text{ kN/m}^2$  angegeben (DIN 19661-2:2000-09). Einen Überblick über die kritischen Sohlschubspannungen zeigt die nachfolgende Tabelle 14.

Tabelle 14: Bemessungswerte der zulässigen Schubspannung auf Deckwerken und Sohlbefestigungen  
(DIN 19661-2:2000-09)

| Deckwerk              | Art                  | Rasen<br>(kurz belastet) | Rasen<br>(Dauerbelastung) | kohäsionsloser<br>Boden | Steinsatz |
|-----------------------|----------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|-----------|
| Zul.<br>Schubspannung | [kN/m <sup>2</sup> ] | 0,02 bis 0,03            | 0,015 bis 0,018           | 0,08 bis 0,6            | bis 0,2   |

Die tatsächlich erreichten Belastungen richten sich auch nach der Beschaffenheit des Deckwerks und sind in den nachfolgenden Kapiteln aufgeführt.

Unberücksichtigt bleibt bei dieser Betrachtung der bei den Versuchen auftretende Lufteintrag auf der Böschung (s. u. A. Abbildung 47). Dieser führt zu einer Verringerung der Dichte des Mediums. In der Berechnung der Schubspannung nach Gleichung [4] gehen diese beiden Kenngrößen ohne zusätzlichen Faktor der Exponenten ein. Aufgrund der um zwei Zehnerpotenzen unterschiedlichen Größe der Basis der beiden Kenngrößen kommt es dennoch zu einer Änderung im Ergebnis der Schubspannung. Dieser Effekt ist in der nachfolgenden Tabelle 15 dargestellt. Dort wird ersichtlich, dass in der Gesamtsumme der Überströmungsbelastung der Effekt der Dichteverringerung untergeordnet ist. Erst ab einem Lufteintrag von über 30 % wird eine Reduzierung der Schubspannung um 10 % oder mehr erreicht (s. nachfolgende Tabelle 15 oder

Abbildung 85 im Anhang 14).

Hinzu kommt, dass sich die Menge des Lufteintrags bei einem großmaßstäblichen Experiment und aufgrund der Flüchtigkeit des Zustandes (ein Großteil der eingetragenen Luft entweicht, bevor eine Dichtebestimmung durchgeführt werden kann) nicht exakt bestimmen lässt. Da der Effekt bei einem mäßigen Lufteintrag insgesamt keine großen Auswirkungen zeigt, kann er bei den am Versuchsdeich auftretenden Belastungen weiterhin als untergeordnet vernachlässigt werden.

Tabelle 15: Auswirkungen des Lufteintrags auf die Schubbelastung am Versuchsdeich

| Lufteintrag                          | [%]                  | 0      | 10     | 20     | 25     | 30     | 35     | 40     | 45     | 50     |
|--------------------------------------|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Dichte <sup>1)</sup>                 | [kg/m <sup>3</sup> ] | 1000   | 900    | 800    | 750    | 700    | 650    | 600    | 550    | 500    |
| Überströmungs-<br>höhe <sup>2)</sup> | [cm]                 | 10,0   | 11,0   | 12,0   | 12,5   | 13,0   | 13,5   | 14,0   | 14,5   | 15,0   |
| Schubspannung <sup>3)</sup>          | [N/m <sup>2</sup> ]  | 3643,3 | 3606,9 | 3497,6 | 3415,6 | 3315,4 | 3197,0 | 3060,4 | 2905,5 | 2732,5 |
| Verringerung                         | [%]                  | 0,0    | 1,0    | 4,0    | 6,3    | 9,0    | 12,3   | 16,0   | 20,3   | 25,0   |

<sup>1)</sup> idealisiert; <sup>2)</sup> Beispiel; <sup>3)</sup> mit Versuchsdeichgefälle (1:2,5) und unter Normalabflussbedingungen

### 6.3.3 Großversuche ohne Bewuchs

Die nachfolgenden Ergebnisse wurden bereits teilweise in der Vergangenheit publiziert (u. a. Kubetzek et al. (2009) und (Kubetzek, 2010)). Für eine bessere Einordnung der Versuche mit Bewuchs und der Notsicherung durch eine Bentonitmatte werden im Folgenden die wesentlichen Ergebnisse und Versuchsparameter der unbewachsenen Versuche noch einmal aufgeführt.

Die Versuche dieser Reihe (Überströmung einer unbedeckten Oberflächensicherung aus Geokunststoffen) tragen die Bezeichnung „GV\_U\_1“ und „GV\_U\_2“ (Spezifikation s. Tabelle 12 auf Seite 77).

Die Versuche ohne Bewuchs wurden durchgeführt, um die folgenden Fälle abzubilden:



- Bauzustand vor dem Aufbringen des Oberbodens und dem Anwachsen des Deichrasens
- Katastrophenzustand nach Erosion des bedeckenden Oberbodens und der Vegetation

Diese Fälle stellen eine ungünstige Bemessungssituation dar. Die Versuche dienen aber dazu, den Sicherheitsgewinn und die damit verbundene längere Zeit zur Deichverteidigung zu spezifizieren und Handlungsempfehlungen „auf der sicheren Seite“ geben zu können. Gleichzeitig ermöglichen sie, den Nutzen des Rasenbewuchses eines geokunststoffbewehrten Deiches zu verdeutlichen, in dem die Überströmungsauswirkungen zwischen den Versuchsanordnungen verglichen werden können.

#### 6.3.3.1 Versuchsdurchführung

Es wurden zwei Versuche ohne Vegetationsschicht durchgeführt. Die Überströmhöhe lag während des ersten Versuchs (U1) bei 15 cm, beim zweiten Versuch (U2) bei 10 cm. Die Überströmungsdauer lag bei jeweils 5 Minuten. Aufgrund einer zu geringen Einstauhöhe im Rücklauf und des damit verbundenen Lufteintrags in der Pumpe, wurde deren Förderleistung reduziert. Statt der maximal möglichen 4,687 m<sup>3</sup>/s wurden während der Versuche nur die Hälfte, also 2,4 m<sup>3</sup>/s (ermittelt über gemessene Wasserstände und die Poleni-Formel [1]) gefördert.

Die Überströmung erfolgte im Bereich der Krone und auf dem ersten halben Meter der Böschung gleichförmig. Weiter unterhalb wurde der Geokunststoff nicht mehr gleichförmig überspült, z. T. blieben einzelne Bereiche ohne sichtbare Überströmung. Im gesamten unteren Bereich der Böschung war eine Gischtbildung zu beobachten. Der Übergang des gleichförmigen Überströmens fand bei der Gitter-Vlies-Kombination weiter hangabwärts statt, als bei der Gitter-Vlies-Kombination mit Erosionsschutzmatte, was vermutlich auf die höhere Rauigkeit der mit einer Erosionsschutzmatte bedeckten Bereiche zurückzuführen ist.



Abbildung 47: Unbewachsener Deich während einer Überströmung

#### 6.3.3.2 Auswertung

Durch das überströmende Wasser wurde unterhalb der Geokunststoffe massiv Boden erodiert. Betroffen davon war vor allem die Deichflanke. Die Schäden an der Deichkrone waren geringer, wobei an der landseitigen Kante bereits erste Anzeichen einer rückschreitenden Erosion beobachtet werden konnten.

Das Bodenmaterial wurde unter den Geokunststoffen zum Deichfuß hin umgelagert. Die am Deichfuß eingeschlagenen Bodennägel wurden dabei z. T. aus dem Boden gezogen, teilweise lösten sich auch die Verbindungspunkte des Geogitters.

Insgesamt kam es während der – verglichen mit einer Deichüberströmung im Rahmen eines Hochwassers sehr kurzen – Überströmungsdauer zu zahlreichen Schäden am Deichkörper (s. Abbildung 48) und am Deckwerk bzw. Deckwerksaufbau zu bzw. zum:

- Ausziehen der Bodennägel
- Versagen von Verbindungsstellen des Geogitters
- Erosionsrinnen auf der gesamten Deichflanke
- Materialaufschüttung (Talus) am Deichfuß, z. T. mit vorgelagerten Kolken
- beginnender Unterspülung der Deichkrone.

Diese Schäden traten unabhängig vom gewählten Vernagelungsraster (s. Kapitel 6.3.1) auf, wobei die Ausprägung der Schäden am Geogitter bei dem engeren Raster geringer ausfielen.

Die Erosion unterhalb des Geotextils ist in der hohen vertikalen Durchlässigkeit des eingesetzten Vliesstoffes begründet. Das Wasser dringt im Bereich von Krone und Böschung durch das Vlies und strömt hangparallel zum Böschungsfuß. Da ein Deich aufgrund natürlicher Unebenheiten (herstellungsbedingt, aber auch abhängig vom gewählten Größtkorn des Deichbaustoffes) nie vollkommen plan ist, liegen auch die Geotextilien, wenn sie ohne Oberbodendeckung eingebaut wurden, nicht vollkommen am Deichkörper an, da sie erst die Auflast des Bodens an den Erdkörper anpresst. So befinden sich unterhalb der Kunststoffe Hohlräume, die ein ungehindertes Strömen des Wassers ermöglichen. Hinzu kommt, dass das Material über eine hohe Steifigkeit verfügt und Falten und Beulen nicht mehr aus den verlegten Bahnen herausgearbeitet werden können.



Abbildung 48: Deichkörper nach Versuch GV\_U\_1 mit deutlichen Umlagerungen

Das umgelagerte Feinmaterial verschließt im unteren Bereich der Böschung die Poren des Vliesstoffes. Da das hangparallel strömende Wasser dort wieder austreten muss, entsteht ein Druck auf das Deckwerk, der zum Herausziehen der Bodennägel führt. Sind die Bodennägel nur über die untere Gitterlage in den Boden eingeschlagen, kann es zu einem Versagen der Schweißpunkte kommen. Aus diesem Grund ist beim Einbau dringend darauf zu achten, dass die Bodennägel so eingeschlagen werden, dass sie mindestens zwei Stäbe der oberen Gitterlage umfassen.

### 6.3.4 Großversuche mit Bewuchs

Die Versuche dieser Reihe (Überströmung eines ausgebildeten Rasendeckwerks in Verbindung mit oberflächennahen Geokunststoffen) tragen die Bezeichnung „B1“ und „B2“ (Spezifikation s. Tabelle 12 auf Seite 77).

Den Versuchen liegt die Hypothese zugrunde, dass sich durch den Einsatz oberflächennaher, hangparalleler Geokunststoffe – in Verbindung mit Oberboden und einem Rasendeckwerk – durch die Wurzeln der Pflanzen ein Verbundsystem ausbildet. Das Blattwerk sorgt dabei für eine geringe Rauigkeit der Oberfläche und schützt den Boden gegen den direkten Angriff des Wassers. Die Wurzeln verhindern zum einen den Austrag von Bodenmaterial an der Oberfläche und leiten zum anderen die Lasten in die Geokunststoffe und den Deichkern ab. Maßgeblich für die Wirksamkeit des Gesamtsystems ist somit die Vegetation in Form der Ausprägung der Bodenbedeckung (Bedeckungsgrad), der Wurzeldichte und der Stärke der einzelnen Wurzeln.

Die Versuche mit einem Rasendeckwerk stellen den normalen Betriebsfall für einen derartig geschützten Deichabschnitt dar. Zum Einsatz kommt dabei die vom Regierungspräsidium (RP) Darmstadt für die hessischen Rhein- und Maindeiche vorgeschriebene Rasenmischung (s. Anhang 10 auf Seite 124). Die Mächtigkeit der Oberbodenschicht betrug für die Versuche 20 cm. So sollte eine Durchwurzelung der gesamten Oberbodenschicht und der Geokunststoffe sichergestellt werden.

Unterhalb des Oberbodens wurde die bereits im Kapitel 6.3.1 beschriebene Kombination aus Geogitter/Geovlies und einer Erosionsschutzmatte eingebaut, so dass sich der in der folgenden Abbildung dargestellte Versuchsaufbau ergab. Das Vernagelungsraaster lag bei 1 x 1 m mit einem zusätzlichen, mittig eingeschlagenen Nagel (s. Abbildung 80 im Anhang 11).

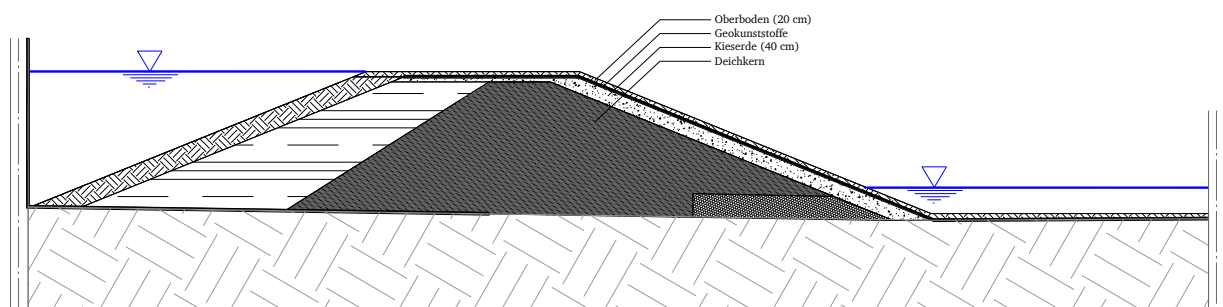


Abbildung 49: Querschnitt des Versuchsaufbaus am Forschungsdeich für die Versuche mit Bewuchs

Zwischen der Aussaat und den Überströmungsversuchen lagen zwei Vegetationsperioden, in denen das Gras regelmäßig gemäht, bei langen Trockenperioden bewässert und durch Schafe beweidet wurde.

Zur Bestimmung des Bedeckungsgrades wurden mehrere Kontrollflächen fotografiert und hinsichtlich der Pflanzenbedeckung ausgewertet. Die grafische Auswertung erfolgt dabei in mehreren Schritten und ist im Folgenden in Abbildung 50 dargestellt.

Mittels verschiedener Filter wird die Bildstruktur derart differenziert, dass ausgehend vom Originalbild (oben links) über eine Einfärbung des Bildes (oben rechts) nur der Bewuchs als Farbinformation erhalten bleibt (unten links). Nach der Zerlegung des Bildes in reines Schwarz und Weiß (Tontrennung; unten rechts) kann der Bedeckungsgrad direkt als resultierender Grauwert des Bildes ausgelesen werden. Insgesamt wurden auf der Böschung fünf repräsentative Flächen in dieser Art ausgewertet.



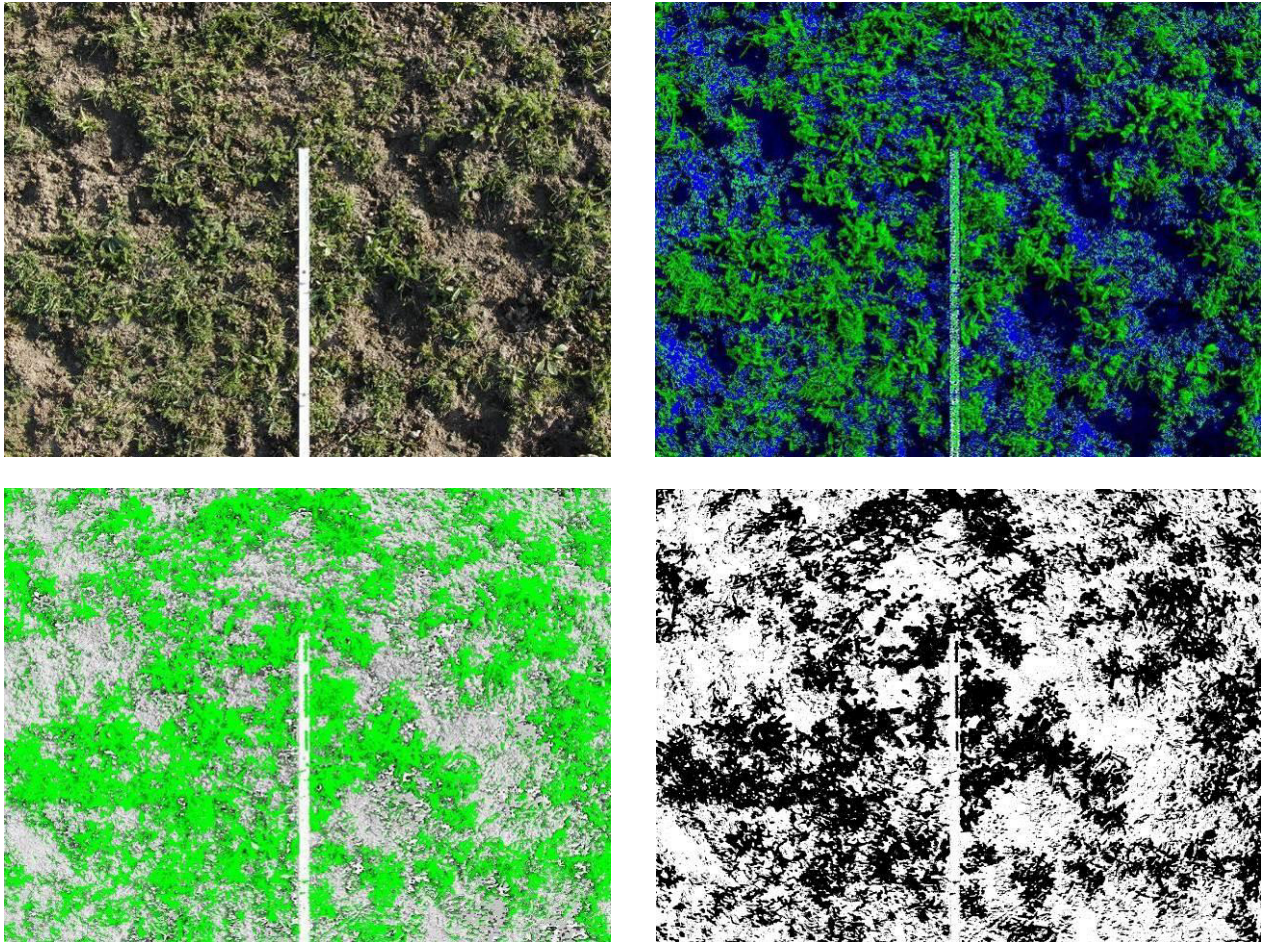


Abbildung 50: Grafische Auswertung des Bedeckungsgrades (in diesem Fall 46 %)

Diese Methode ist mit Unsicherheiten behaftet, da das Ergebnis von der Auflösung der Kamera und dem Kontrast zwischen den bewachsenen und den unbewachsenen Bereichen abhängig ist (nur überwiegend grüne Pflanzenteile werden auf diese Weise erfasst, bräunliches Gras muss von Hand markiert werden, wobei darauf zu achten ist, dass zwischen trockenem Blattwerk und Wurzeln unterschieden werden muss, da letztere nicht zum Bedeckungsgrad zählen und erst nach der Überströmung sichtbar sind.). Für eine Abschätzung der Erosion bzw. einen Vergleich einzelner Flächen vor und nach der Überströmung ist das Verfahren aber aussagekräftig.

Der Bedeckungsgrad auf dem Versuchsfeld (Versuche GV\_B\_1 und GV\_B\_2) lag zum Versuchszeitpunkt im Mittel bei < 70 %. Nach zwei Vegetationsperioden sollte die Bedeckung – auch unter Einsatz einer gekauften Saatgutmischung – eigentlich deutlich über diesem Wert (bei 70 bis 90 %) liegen (Bloemer et al., 2007).

Für die Erosionssicherheit ist jedoch nicht nur die Dichte der Vegetationsdecke maßgeblich, ähnlich wichtig ist auch die Dichte der Durchwurzelung. Liegt diese hoch genug, kann trotz einer lückenhaften Bedeckung mit Blattwerk die Erosionsfestigkeit des Untergrundes wesentlich erhöht sein (Husicka, 2003). Da dieser Parameter jedoch nicht ohne Beschädigung des Deckwerks bestimmt werden kann, wurde bei der Auswertung der durchgeführten Versuche der Bedeckungsgrad als Vergleichswert herangezogen.

#### 6.3.4.1 Versuchsdurchführung GV\_B\_1 (Überströmungsbreite 20 m , Dauer 27 Minuten)

Bei der Versuchsdurchführung am 14.12.2011 wurde das gesamte südliche Versuchsfeld (Breite 20 m) überströmt.

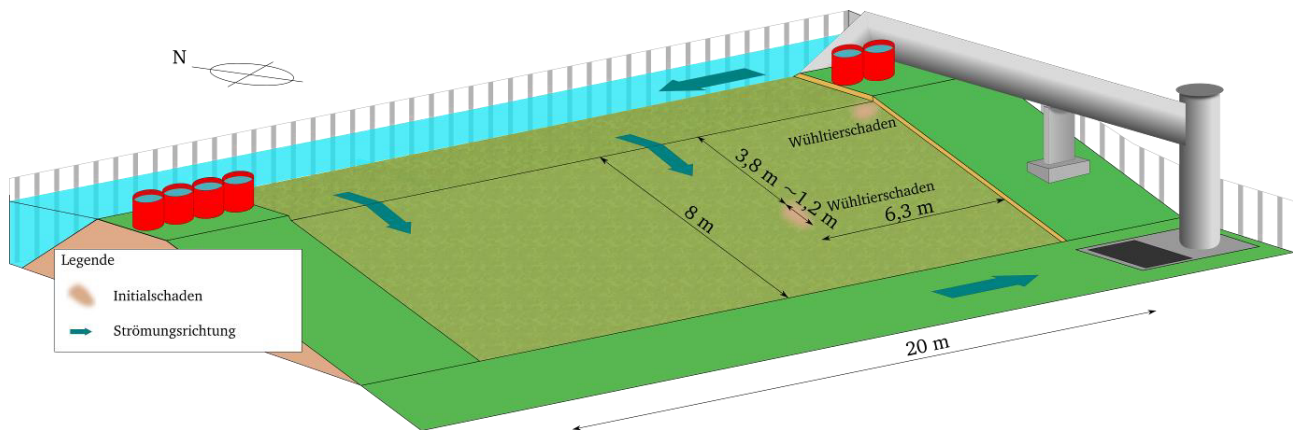


Abbildung 51: Versuchsaufbau Deichüberströmung (bewachsen; GV\_B\_1)

Weder die Deichoberfläche, noch die oberen Bodenschichten oder der Deichkern waren zum Versuchszeitpunkt gefroren, da in den Wochen vor dem Versuch die Tiefsttemperaturen – auch nachts – deutlich über dem Gefrierpunkt lagen. Eine Beeinflussung der Ergebnisse durch eisbedingte Bodenverfestigung kann daher ausgeschlossen werden.

Die gesamte Versuchsdauer lag bei 27 Minuten. Der Versuch wurde in zwei Durchläufe geteilt, da nach der halben Versuchszeit irrtümlich eine beginnende Erosion angenommen und der Versuch aus Sicherheitsgründen unterbrochen wurde. Da nach dem Ende der Überströmung keine Schäden am Deich festzustellen waren, wurde der Versuch wieder aufgenommen.



Abbildung 52: Überströmung des bewachsenen Deichs (Versuch GV\_B\_1)

#### 6.3.4.2 Versuchsauswertung GV\_B\_1

Aufgrund der gewählten Breite des Versuchsfeldes von 20 m lag die rechnerische hydraulische Belastung während des Versuchs bei  $0,2 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ , was in Verbindung mit der Rauigkeit der Rasendecke von  $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  (s. Abbildung 16) und nach Gleichung [3] und [4] (s. Seite 28 bzw. 31) einer maximalen Schubspannungsbelastung von  $108 \text{ N/m}^2$  entspricht. Sie lag damit 3,5 – 6 mal so hoch, wie die in der Literatur angegebenen maximal zulässigen Belastungen für dieses Deckwerk (20 bis  $30 \text{ N/m}^2$ , s. Kapitel 6.3.2).

Auf der überströmten Fläche konnten nach dem Ende der Versuche keine signifikanten Beschädigungen – wie Kolke oder Erosionsrinnen – beobachtet werden. Zwischen den einzelnen Graspflanzen war flächenhafte und oberflächliche Erosion zu beobachten, deren Tiefe jedoch auf wenige Millimeter beschränkt blieb.

Zwei durch Kaninchen verursachte Schadstellen in der Oberfläche, die bereits vor Versuchsbeginn bestanden hatten, blieben in ihrer Tiefe über die gesamte Versuchsdauer nahezu unverändert. Eine Ausbreitung bis unterhalb der Geokunststoffe fand nicht statt. Wie in den Abbildungen 53 und 54 zu sehen ist, nahm die Flächenausdehnung durch den Versuch zwar von  $0,6 \text{ m}^2$  auf  $1,3 \text{ m}^2$  zu (Verdoppelung), aufgrund der Ausbreitungsrichtung (vermehrte Ausbreitung zu Seite hin und nicht in- bzw. entgegen der



Strömungsrichtung) ist jedoch davon auszugehen, dass es hier auch ohne den Initialschaden zu einer Zunahme der Flächenausdehnung gekommen wäre. Die Vergrößerung ist somit nicht alleinig dem Wühltierschaden zuzuordnen, sondern muss um ca. 1/3 reduziert werden.



Abbildung 53: Wühltierschaden vor der Überströmung



Abbildung 54: Wühltierschaden nach der Überströmung

An keiner Stelle ohne Vorschädigung wurde durch den Überströmungsversuch die Geogitter-Geovlies-Kombination freigelegt.

An den Stellen der Vorschädigung zeigt sich, dass die Graswurzeln die Erosionsschutzmatte durchdrungen haben, und die erwünschte Verbindung zwischen dem Oberboden und dem Geokunststoff somit eingetreten ist.

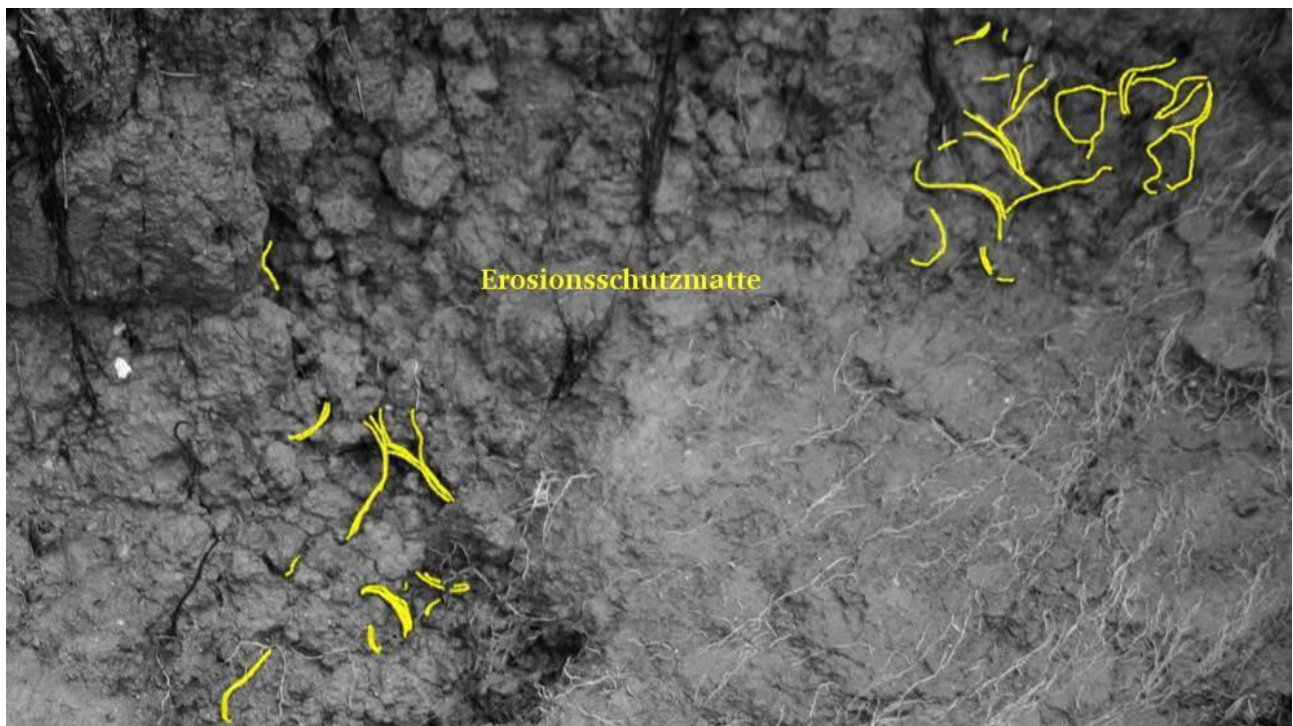


Abbildung 55: Erosionsschutzmatte und Durchwurzelung (koloriert)

Ein Abgleiten oder Ablösen der gesamten Oberbodenschicht und der Geokunststoffe vom Deichkern geschah nicht.

#### 6.3.4.3 Versuchsdurchführung GV\_B\_2 und GV\_B\_2.1

Chronologisch fanden diese Versuche nach dem Versuch „GV\_Be“ (s. Kapitel 6.3.5) statt, werden aber aufgrund der thematischen Einordnung bereits an dieser Stelle behandelt.

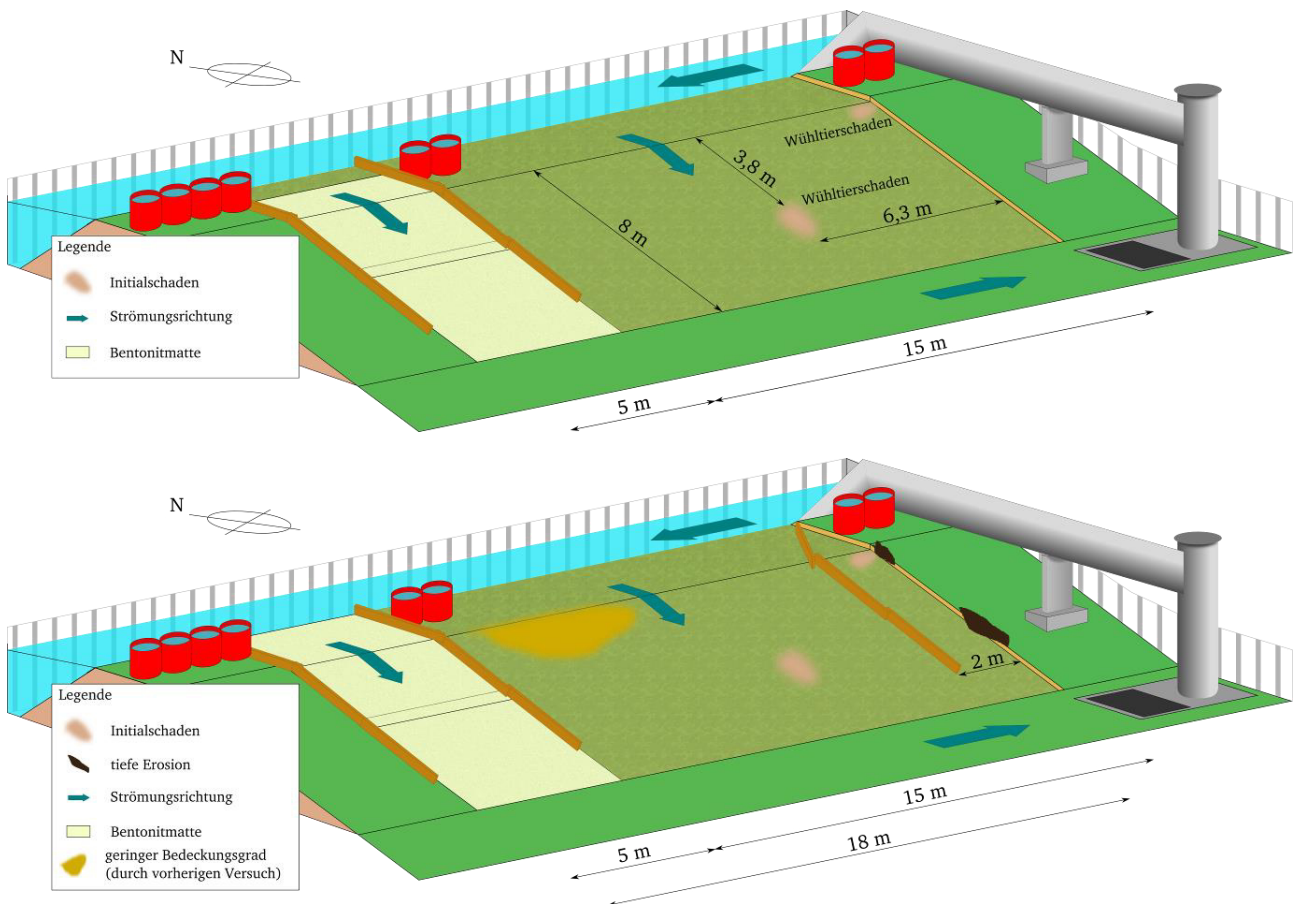


Abbildung 56: Versuchsaufbau vor der Überströmung (Bezeichnung GV\_B\_2 [oben] und GV\_B\_2.1 [unten])

Bei diesen Versuchen wurde wiederum das gesamte östliche (in Abbildung 43 auf Seite 75 das rechte Feld) Versuchsfeld überströmt, wobei nach 85 Minuten Überströmungsdauer die in Abbildung 56 dargestellten Veränderungen in der Überströmungsbreite und somit der hydraulischen Belastung vorgenommen wurden.

Entsprechend gliedert sich dieser Versuch in zwei Abschnitte:

- Versuch GV\_B\_2  
Überströmt wurde das gesamte östliche Feld, bestehend aus einem Bereich mit Rasendeckwerk (15 m) und dem mit der ballastierten Bentonitmatten geschützten Bereich (5 m). Insgesamt also 20 m. Die maximal gemessene Geschwindigkeit lag bei 1,78 m/s bei einer Überstauhöhe von 12,5 cm (auf der Krone)
- Versuch GV\_B\_2.1  
Überströmt wurde das um zwei Meter reduzierte östliche Feld, bestehend aus einem Bereich mit Rasendeckwerk (13 m) und dem mit der ballastierten Bentonitmatten geschützten Bereich (5 m). Insgesamt also 18 m. Die gemessene Überstauhöhe an der landseitigen Böschungskante lag bei 11 bis 12 cm, auf der Krone betrug sie im Mittel 17 cm.

Die Felder wurden dabei nicht dauerhaft überströmt, sondern der Versuch wurde regelmäßig unterbrochen. So sollte sichergestellt werden, dass beginnende Erosion, die zu einem Versagen des Deiches hätte führen



können, rechtzeitig erkannt worden wäre. Außerdem sollte die Veränderung des Deckwerks dokumentiert werden. Die einzelnen Zeitschritte sind in Tabelle 16 dargestellt. Diese enthält zusätzlich die Anmerkungen und Beobachtungen, die nach einem Durchlauf gemacht wurden und führt auch die durchgeführten Modifikationen vor einem neuen Versuch auf.

Tabelle 16: Zeitlicher Ablauf der Versuche GV\_B\_2 und GV\_B\_2.1

| t<br>[min]  | Aufbau | Beobachtung  | Maßnahme vor dem nächsten Durchlauf                    |
|-------------|--------|--|--|
| 0 bis 9     | B2     | z.T. Aufrollen der Grasnarbe und ausgerissene Büschel. Umwicklung der Stolonen <sup>1)</sup> mit abgerissenem Material |  |
| 9 bis 21    | B2     |  |  |
| 21 bis 34   | B2     |  |  |
| 34 bis 45   | B2     | h=13 cm bzw. 12 bis 18 cm  | Sicherung von seitlichen Kolken mittels Sandsäcken     |
| 45 bis 60   | B2     | Erosion erreicht Krone   |  |
| 60 bis 90   | B2     |  | Verringerung der Überströmungsbreite von 20 m auf 18 m |
| 90 bis 110  | B2.1   | Kaninchenbau mit aufgerolltem Rasen. Stetige (langsame) Ausbreitung  |  |
| 110 bis 141 | B2.1   | Kein Versagen; Versuchsabbruch   |  |

<sup>1)</sup> nicht fest verwurzelten Seitentriebe/Kriechsprosse von Gräsern und Kräutern

#### 6.3.4.4 Beobachtungen/Versuchsauswertung GV\_B\_2

Bereits nach dem ersten knapp 10minütigen Durchlauf konnte im Bereich der landseitigen Böschungsoberkante eine Veränderung des Deckwerkes festgestellt werden. In diesem Bereich (Mitte des Versuchsfeldes, von der Böschungsoberkante dreiecksförmig bis ca. 1,0 m unterhalb der Böschungskante) waren einzelne Graspflanzen in Böschungsrichtung „aufgerollt“ und die oberen Pflanzenteile z. T. ausgerissen (in Abbildung 57 ist dieser Bereich als überströmungsbedingter „geringer Bedeckungsgrad“ markiert). Es war jedoch deutlich zu erkennen, dass keine Haupttriebe der Pflanzen aus dem Untergrund ausgelöst worden waren (keine tieferen Fehlstellen), sondern lediglich bereits abgestorbenes Material oder die noch nicht fest verwurzelten Seitentriebe (Stolonen) der einzelnen Pflanzen abgetragen wurden. An einigen Pflanzen waren zwar die oberflächlichen, grünen Teile abgerissen, der Strunk und die Wurzeln verblieben jedoch im Boden und trugen weiter zur Stabilisierung des Bodens bei.

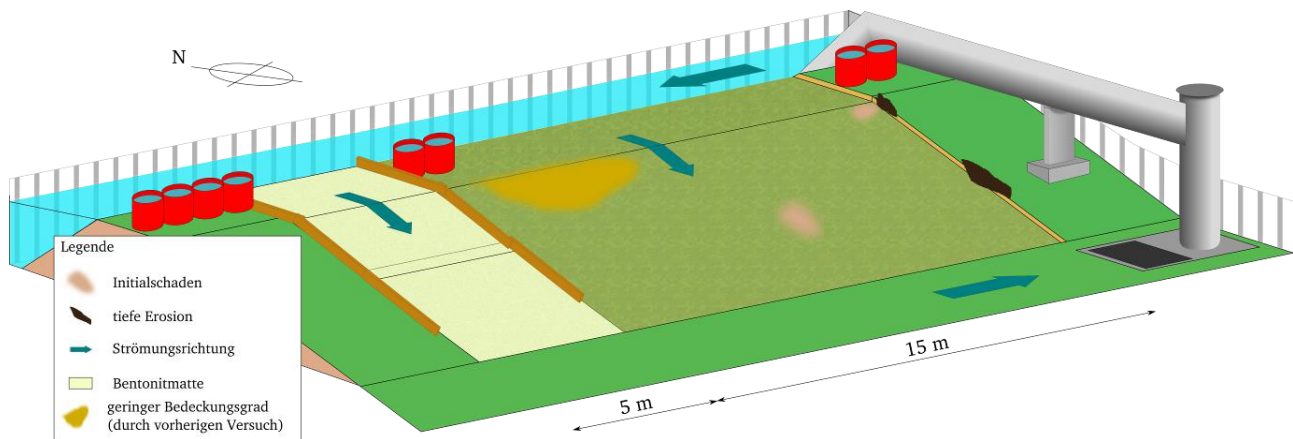


Abbildung 57: Bewachsener Versuch nach der Überströmung (GV\_B\_2)



Abbildung 58: „Aufrollen“ der Vegetation bzw. umwickelter Stolon



Abbildung 59: Verwurzelung nach der Überströmung

Das Austragen von abgestorbenem Material fand im gesamten Bereich der Böschung statt, das „Aufrollen“ des Bodens bzw. das Umwickeln der Seitentriebe oder das vermehrte Abreißen des Aufwuchses fand überwiegend im oben beschriebenen Bereich unter der Böschungsoberkante statt. Dies gibt einen Hinweis darauf, dass die maßgeblichen Belastungen im vorliegenden Fall an dieser Stelle auftraten und bei den weiteren Versuchen hier eine genaue Überprüfung erfolgen muss. Anders als bei gleichmäßig glatten/rauen Rampen bestimmen offenbar die lokalen Störstellen (einzelne Grasbüschel; Wirkung wie Rauigkeitselemente) derart das Abflussverhalten, dass die maximale Sohlbelastung nicht im Bereich des Normalabflusses (unterer Böschungsabschnitt) auftritt, oder dass durch den massiven Luftertrag – und die daraus resultierende Veränderung des Fluidgewichtes – der Bereich der größten hydraulischen Belastung zur Krone hin verlagert wird.

An den Wühlerschäden konnten weder in der Fläche noch in der Tiefe signifikante Veränderungen durch die Überströmung festgestellt werden.

In den folgenden Durchläufen (bis  $t=30$  Minuten) traten am Deich keine wesentlichen Veränderungen zur Situation nach dem ersten Versuch auf.

Nach 30 Minuten konnte der Beginn von zwei Kolken im südöstlichen Grenzbereich zwischen dem geschützten Versuchsfeld und dem ungeschützten Randbereich des Deichs beobachtet werden. An der Böschungsoberkante und etwa in der Mitte der Böschung waren Rasen und Bodenmaterial bis unter die

Geokunststoffe abgetragen worden. Diese waren hier von der Seite freigelegt und deutlich sichtbar (s. Abbildung 60).

Auf diesem Bild ist auch deutlich zu erkennen, wie die Geokunststoffe von Gräsern und Kräutern durchwurzelt sind und dass sich somit der erwünschte Verbund von Ober- und Unterbau eingestellt hat.

Um eine Fortführung der Versuche erreichen zu können, ohne die Standsicherheit des Deiches zu gefährden, wurden die Kolke nach jeder Versuchsstufe mittels Sandsäcken gesichert. Diese Maßnahme führte jedoch nur zu einer Verlangsamung der Erosionsausbreitung, nicht zum Stillstand. Daher wurde nach insgesamt 90 Minuten Überströmungsdauer der Versuch abgebrochen und die Überströmungsbreite um zwei Meter verringert. Auf diese Weise stieg die hydraulische Belastung im übrigen Versuchsfeld an, die geschädigten Bereiche wurden jedoch keiner weiteren Überströmung ausgesetzt.

Eine Liste der Bedeckungsgrade des Rasendeckwerks nach den einzelnen Versuchen ist in Tabelle 18 auf der Seite 94 zusammengestellt.



Abbildung 60: Durchwuzelte Geokunststoffe am Versuchsfeldrand (freiliegender Wühltierschutz unten den Geokunststoffen)

Die während des Versuchs gemessenen Strömungsgeschwindigkeit und die dazugehörigen Überströmungshöhen sind in Tabelle 17 aufgeführt.



Tabelle 17: Gemessene Parameter für die Bestimmung der hydraulischen Belastungen der Versuche GV\_B\_2 und GV\_B\_2.1

| Strömungsgeschwindigkeit | Breite des Überströmungsbereichs | Überstauhöhe             | Versuch  |
|--------------------------|----------------------------------|--------------------------|----------|
| [m/s]                    | [m]                              | [cm]                     |          |
| 0,639                    | 20                               | $h_{Krone,\emptyset}=20$ | GV_B_2   |
| 1,065                    | 20                               | $h_{Krone,\emptyset}=20$ | GV_B_2   |
| 0,848                    | 20                               | $h_{Krone,\emptyset}=20$ | GV_B_2   |
| 0,973                    | 20                               | $h_{Krone,\emptyset}=20$ | GV_B_2   |
| 1,801                    | 20                               | $h_{Kante,\emptyset}=12$ | GV_B_2   |
| 1,710                    | 20                               | $h_{Kante,\emptyset}=12$ | GV_B_2   |
| -                        | 18                               | $h_{Krone,\emptyset}=17$ | GV_B_2.1 |
| -                        | 18                               | $h_{Krone,\emptyset}=11$ | GV_B_2.1 |

In Abbildung 61 ist dargestellt, wie sich die hydraulischen Parameter Durchfluss, Geschwindigkeit und Überströmungshöhe im Bereich des Ultraschallsensors auf der Deichkrone in der Mitte der Bentonitmatte während der ersten drei Durchläufe eingestellt haben.

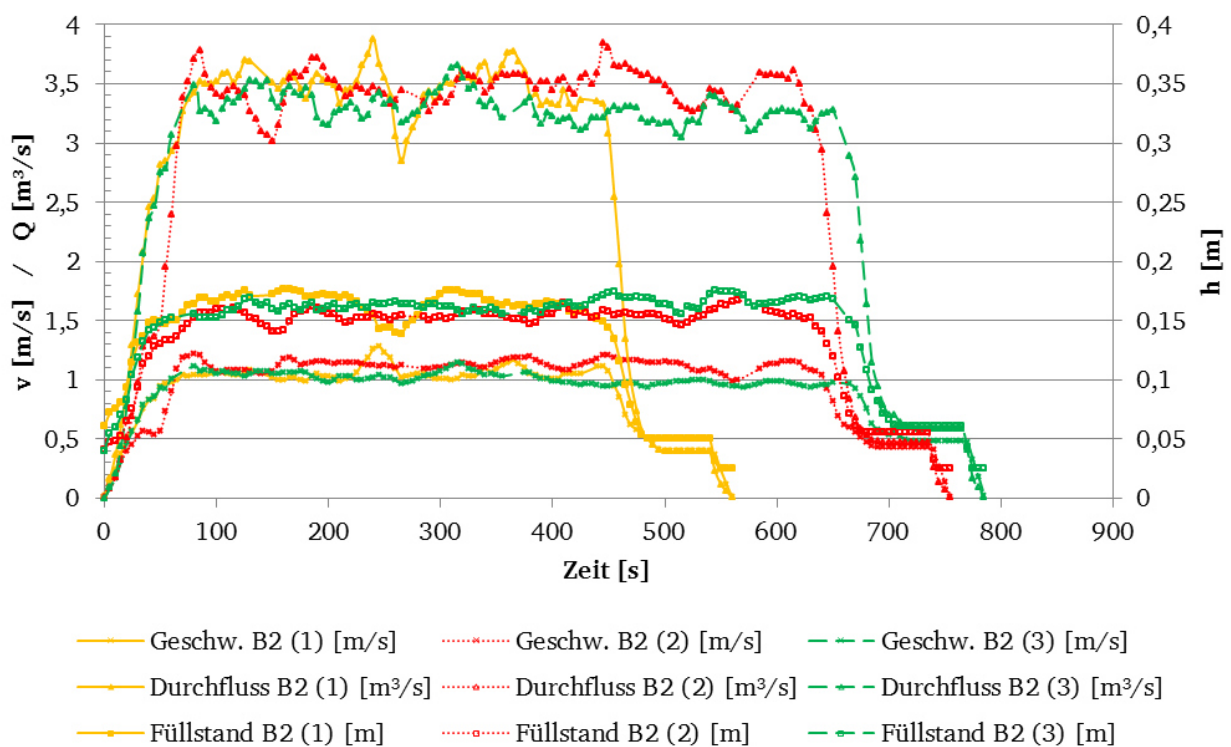


Abbildung 61: Gemessene Parameter der Deichüberströmung (Versuch "GV\_B\_2" (Versuchsschritte 1 bis 3) )

Die Geschwindigkeit und die Überstauhöhe wurden jeweils am Befestigungsort des Ultraschallmessers ermittelt. Die Berechnung des Durchflusses erfolgte über die gesamte abflusswirksame Breite.

Der Mittelwert des Füllstandes liegt dabei 0,175 m, die durchschnittliche Überströmungsgeschwindigkeit liegt bei 1,15 m/s.

Aufgrund der punktförmigen Aufnahme und der Berücksichtigung des Anlaufs- und Ablaufs stellen diese Werte aber nur Anhaltspunkte dar und dienen vorrangig der Plausibilitätskontrolle.

Werden dieselben Berechnungen mit den gemessenen Geschwindigkeiten und der mittleren Überströmungshöhe (per Messlatte auf der Deichkrone an mehreren Stellen gemessen) durchgeführt, so weichen die Ergebnisse nur geringfügig von den an einer Stelle gemessenen Mittelwerten (bezogen jeweils auf den stationären Zustand) ab. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse ist in Abbildung 62 dargestellt ist.

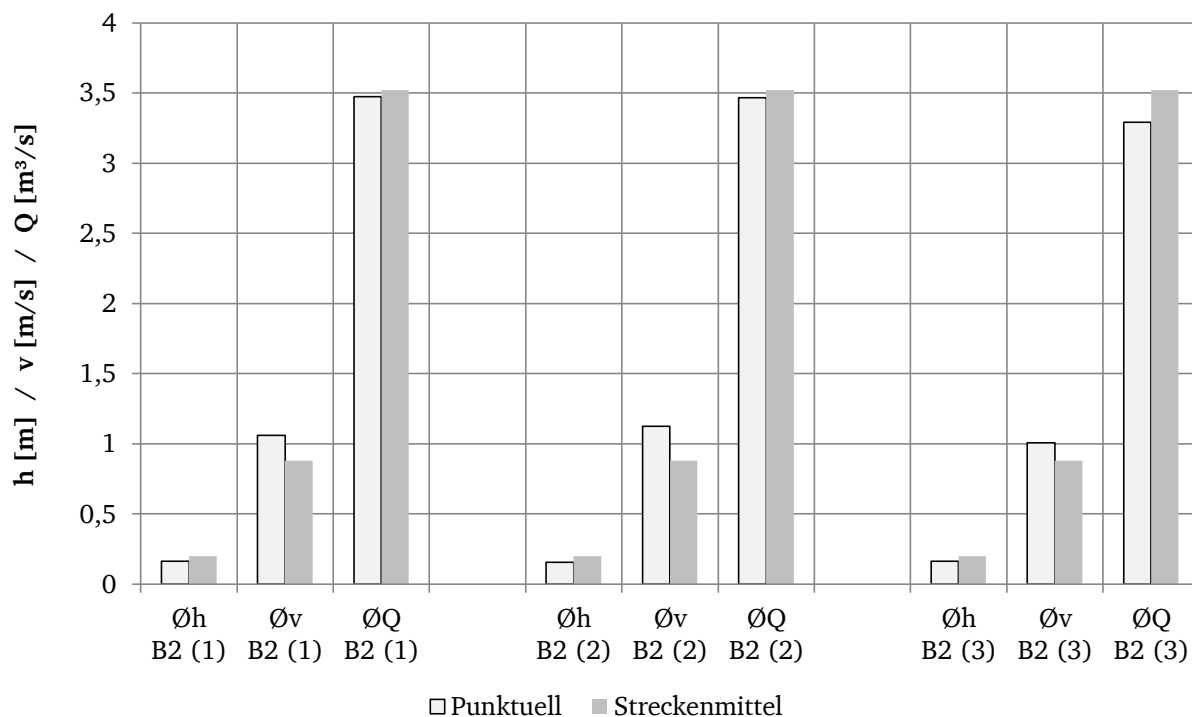


Abbildung 62: Vergleich der hydraulischen Belastung bei punktueller Auswertung und über die gesamte Überströmungsbreite erfasste Daten

Das Maß für die Belastung des Deckwerkes ist die Schubbelastung (Schubspannung), die durch das überströmende Wasser auf der Oberfläche erzeugt wird. Die Berechnung der Schubspannung erfolgt dabei nach Gleichung [4] auf Seite 31.

Die Berechnung der Schubspannung auf der Krone ist mit gewissen Unsicherheiten verbunden. Da in diesem Bereich eine Beschleunigung des Wassers eintritt (die einzelnen Zonen sind in Abbildung 13 dargestellt) und es im Anströmbereich zu erheblichen Turbulenzen kommt (Zuganker auf der Deichkrone, schräge Anströmung), ist eine genaue Bestimmung des hydraulischen Gefälles schwierig. Die grafische Auswertung der Fotodokumente ergibt, dass auf der Krone das Energieliniengefälle 0,025 beträgt (4 cm auf 1,6 m). Damit lässt sich die mittlere Belastung der Krone während der Überströmung zu 34 N/m² berechnen.

Der gerade Teil der Deichkrone stellt dabei nicht den kritischen Bereich dar, da die größten hydraulischen Belastungen an der landseitigen Kante der Deichkrone (exponierte Stelle, an der der Boden leicht erodiert werden kann) oder im Bereich des Normalabflusses (maximale Geschwindigkeit) auf der landseitigen Böschung erreicht werden (s. Abbildung 17 auf Seite 32).

An der Böschungskante wurden während des Versuchs B2 (2) an zwei Stellen die Überströmungshöhe und die Fließgeschwindigkeit ermittelt. Eine Durchführung der Messung zu einem späteren Zeitpunkt war aus Sicherheitsgründen nicht möglich. Die Fließgeschwindigkeit lag dabei bei 1,71 m/s bei einer Fließtiefe von 12,5 cm bzw. 1,80 m/s bei 13 cm Fließtiefe. Die Bestimmung der Höhe der Energielinie aus diesen Messwerten erfolgt über die Gleichung:

$$h_E = h + \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \quad [15]$$

mit:

- v = Fließgeschwindigkeit [m/s]
- h = Fließtiefe [m]
- g = Erdbeschleunigung [(9,81) m/s²]
- h<sub>E</sub> = Höhe der Energielinie [m]

Mit der Bestimmung der Energielinie an der Deichkante kann im vorliegenden Fall jedoch keine Ermittlung der Schubspannung erfolgen, da weitere Messwerte oberhalb und unterhalb der Krone aus Sicherheitsgründen nicht ermittelt werden konnten. Ohne diese Werte lässt sich die Änderung der Energielinie jedoch nur zu den Bereichen des Normalabflusses auf der Böschung, bzw. zur Deichkrone hin berechnen. Aufgrund der starken Neigungsänderung der Energielinie am Strömungsübergang, führt dies jedoch zu inakzeptabel großen Abweichungen.

Die maximalen Schubbelastungen auf der Böschung liegen im Bereich des Normalabflusses. Die Fließtiefe im Bereich des Normalabflusses lässt sich nur mittels der Rauigkeit der Bentonitmatte (s. Kapitel 6.1) und der Umkehrung von Gleichung [3] wie folgt abschätzen:

$$h^{3/2} \cdot \frac{b \cdot h}{b + 2 \cdot h} = \left( \frac{Q}{b \cdot k_{St} \cdot I_E^{1/2}} \right)^{3/2} \quad [m] \quad [16]$$

mit:

- h = Fließtiefe [m]
- b = Breite des Überströmungsbereichs [m]
- Q = Volumenstrom [m³/s]
- k<sub>St</sub> = Manning/Strickler-Beiwert (Maß für die Rauigkeit) [m<sup>1/3</sup>/s]
- I<sub>E</sub> = Energieliniengefälle [ - ]

Es ist zu beachten, dass die Gleichung [16] nur iterativ nach h lösbar ist.

Die Fließtiefe bei Normalabfluss liegt bei den Versuchen B 2 bei 0,047 m. Die daraus resultierende maximale Schubspannung liegt bei 184 N/m², einem Wert, der für die Bemessung von Deckwerken bzw. Böschungssicherungen aus Steinwurf verwendet wird (s. Tabelle 14 auf Seite 79).

#### 6.3.4.5 Beobachtungen/Versuchsauswertung GV\_B\_2.1

Der Versuchsaufbau für den Versuch GV\_B\_2.1 ist in Abbildung 56 dargestellt.

---

Insgesamt wurde dieser Versuchsaufbau mit zwei Durchläufen à 20 bzw. 30 Minuten beaufschlagt (s. Tabelle 17).

Aufgrund der großen Einstauhöhe und der hohen Strömungsgeschwindigkeit war ein Betreten der Krone – und damit das Messen der Strömungsgeschwindigkeit – nicht mehr möglich. Die ermittelten hydraulischen Belastungen wurden somit indirekt über die gemessenen Einstauhöhen und unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse der vorherigen Versuche bestimmt.

Die Auswirkungen der Überströmung mit erhöhter Belastung (entsprechend der Reduzierung der Überströmungsbreite um 10 %) unterschieden sich nicht wesentlich von denen des vorherigen Versuchs.

Da die Verengung des Überströmungsbereiches kontinuierlich auf der gesamten Kronenbreite (s. Abbildung 56) erfolgte, wurde die erhöhte hydraulische Belastung erst ab der landseitigen Böschungskante erreicht.

Eine deutliche Zunahme der Erosion auf der Deichflanke oder der Krone konnte nicht festgestellt werden. Insgesamt lag der durchschnittliche Bedeckungsgrad am Ende der Versuche bei 53 % (s. auch Tabelle 18 auf Seite 94).

Der Vorschaden an der Krone wurde bei dieser Versuchsreihe nicht weiter beaufschlagt, da er in dem geschützten Bereich hinter der Verengung lag (s. Abbildung 56).

Eine fortschreitende Erosion im Bereich der Krone konnte ebenso wenig nachgewiesen werden, wie ein Eintiefen der Vorschädigung am Fuß der Böschung.

Im Zuge der Überströmung wurde an diesem Vorschaden jedoch eine flächenmäßige Ausbreitung beobachtet. Während der Überströmung war deutlich zu erkennen, dass das Wasser an dieser Stelle wie in einer Schussrinne an der Unterkante abgelenkt wurde (s. Abbildung 63). Vor allem an dieser Unterkante kam es durch diese massive hydraulische Belastung zu Erosion, die eine Ausbreitung des Schadens in Richtung des Deichfußes bewirkte. Der bedeckende Rasen wurde hier „aufgerollt“ und bildete z. T. eine hohlliegende Schutzschicht über dem Kolk. Dies lag vor allem daran, dass die tiefwurzelnden Pflanzen in der Erosionsschutzmatte und durch die Durchwurzelung bis unter das Geogitter/Geovlies auch dann noch mit den Deichkörper verbunden waren, als das Bodenmaterial oberhalb der Geokunststoffe erodiert war (s. Abbildung 86 im Anhang 15). Ohne den Schutz durch die Kunststoffe wären diese Pflanzen wohl ausgespült und erodiert worden (wie auch das schnelle Fortschreiten der Schäden neben den geschützten Versuchsbereichen zeigt).

Entgegen der Erwartungen kam es an der oberen Kante des Vorschadens nicht zu einer signifikanten rückschreitenden Erosion. An dieser Stelle hielten der Boden und das Wurzelwerk der Überströmung im Wesentlichen stand.

Am Ende der Versuche hatte sich die Fläche des Vorschadens gegenüber dem Zustand vor dem Versuch etwas mehr als verdoppelt (Versuchsbeginn 0,56 m<sup>2</sup>, Versuchsende ca. 1,35 m<sup>2</sup> - wobei sich der Bereich, bei dem die Erosionsschutzmatte vollkommen frei gespült war, von 0,2 m<sup>2</sup> auf ca. 0,42 m<sup>2</sup> erhöht hatte), die Tiefe war jedoch noch immer auf die Höhe der Geokunststofflage begrenzt. Eine hangparallele Strömung unter den Geokunststoffen, wie bei den Versuchen ohne Bewuchs (s. Kapitel 6.3.3) und mit den daraus folgenden Schäden am Deichkörper, wurde nicht beobachtet.





Abbildung 63: Strömungsänderung am Vorschaden



Abbildung 64: Vorschaden nach Versuchsende  
(t=141 Minuten)

Über die gesamte Versuchsdauer verringerte sich der Bedeckungsgrad (s. Tabelle 18), ohne dass es zu einer erkennbaren Vertiefung oder Ausbreitung der Erosion gekommen wäre.

Die Ergebnisse bestätigen die Untersuchungsergebnisse von Husicka (2003), wonach bei kurzem Bewuchs, der nicht als schützende Fläche auf den Boden „umgelegt“ werden kann (s. Abbildung 14), die Durchwurzelung und nicht das Blattwerk der entscheidende Faktor des Überströmungswiderstandes ist. Dabei ist die Dichte des sichtbaren Bewuchses nur ein Indikator für die Durchwurzelung, da eine direkte Ableitung zwischen grünen Pflanzenanteilen und Wurzelwerk nicht möglich ist.

Tabelle 18: Überströmungsdauer, durchschnittlicher Bedeckungsgrad auf der Deichflanke und Erosionsrate

| Überströmungsdauer | Bedeckungsgrad nach Versuchsende* | Erosionsrate |
|--------------------|-----------------------------------|--------------|
| [min]              | [%]                               | [%/min]      |
| 9 <sup>**</sup>    |                                   |              |
| 21 <sup>**</sup>   | 65                                |              |
| 34 <sup>**</sup>   | 62                                | 0,23         |
| 45 <sup>**</sup>   | 58                                | 0,36         |
| 60 <sup>**</sup>   | (61)                              | -0,20        |
| 90 <sup>**</sup>   | 57                                | 0,13         |
| 110                | 55                                | 0,10         |
| 141                | 53                                | 0,06         |

\* Auswertegenauigkeit Auflösungs- und Kontrastabhängig ; hier  $\pm 3\%$

\*\* Versuche mit Überströmungsbreite 20 m (Versuchsreihe B2)

Zu beachten ist, dass in der Tabelle 18 nur der Bereich unterhalb der Krone aufgeführt ist, da hier die größten Veränderungen an der Vegetation festgestellt wurden.

Aufgrund des natürlichen Maßstabes und der nicht einheitlichen Vegetation (bereits zu Versuchsbeginn) sind selbst bei geringen Änderungen des Untersuchungsausschnitts deutliche Unterschiede in der Bedeckung festzustellen (s. Abbildung 65).

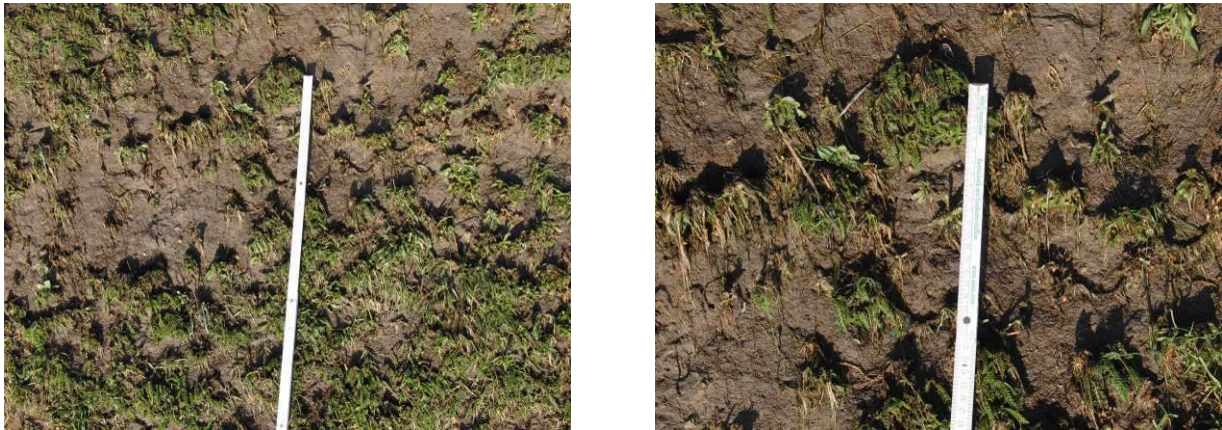


Abbildung 65: Bedeckungsgrad in Abhängigkeit vom Bildausschnitt. 56 % bei 0,70 m<sup>2</sup> [links], 47 % bei 0,17 m<sup>2</sup> [rechts]

Für die Auswertung wurden daher nur Bilder verwendet, bei denen die jeweilige auswertbare Fläche mindestens 0,5 m<sup>2</sup> umfasst.

Während im Bereich unterhalb der Krone eine deutliche Abnahme des Bedeckungsgrades festgestellt werden konnte, waren in anderen Bereichen – obwohl die Überströmung im gesamten Bereich des Deichs stattfand – die Bedeckungsgrade nahezu unverändert bei überdurchschnittlichen 77 %.

#### 6.3.4.6 Nachschau der beprobten Flächen nach 8 Monaten

Im November 2012 – acht Monate nach Versuchsende und somit nach einer weiteren Vegetationsperiode – wurde die überströmte Fläche erneut begutachtet.

Eine Pflege des Deichbewuchses wurde in der Zwischenzeit nur dahingehend betrieben, dass er mit Schafen beweidet wurde. Bei einer Mahd im Spätsommer wurden zusätzlich die Pflanzen, die von den Tieren nicht verbissen wurden, vom Deich entfernt. Eine künstliche Bewässerung (Beregnung oder Einstau) erfolgte nicht.

Die während der Überströmungsversuche entstandenen Erosionen am südlichen Ende des Versuchsfeldes wurden durch die weidenden Schafe zugetreten, womit die Tiefe reduziert, die Flächenausdehnung jedoch vergrößert wurde.

Entlang der Krone war der Rasen noch immer nicht regeneriert, hier liegen die Bereiche nach wie vor frei. In einigen Bereichen ist lediglich ein leichter Moosansatz zu erkennen.

Im oberen Drittel der Böschung war der Bedeckungsgrad im Allgemeinen mäßig, lediglich im Fußbereich war die Bedeckung gut.

Eine Auswertung der Fotoaufnahmen zeigt in den am stärksten belasteten Bereichen nur eine leichte Regeneration des Bewuchses von 3 bis 5 % gegenüber dem Endzustand nach den Versuchen. Dies ist auch auf der Abbildung 66 zu sehen, die den selben Ausschnitt der Kronenkante, jedoch unter einem leicht veränderten Winkel zeigt.



Abbildung 66: Hochbelasteter Bereich unterhalb der Krone. Direkt nach der Überströmung [links] und nach acht Monaten [rechts]

### 6.3.5 Temporäre Überströmungssicherung durch ballastierte Bentonitmatten

Dieser Versuch, bei dem ein überströmtes Versuchsfeld durch das Auflegen einer ballastierten Bentonitmatte geschützt wird, trägt die Bezeichnung „GV\_Be“ (s. Tabelle 12 auf Seite 77).

Anders, als bei den bisherigen Versuchen, bei denen der Boden und die Pflanzen den Strömungskräften widerstehen müssen, erfolgt bei der temporären Überströmungssicherung eine weitestgehende Trennung von strömendem Wasser und Boden. Für die Wirksamkeit des Systems sind somit das Material selbst und die Befestigung auf dem Deich maßgeblich. Entsprechend erfolgt auch der Lastabtrag während der Überströmung durch die Reibung der Matten auf dem Deichkörper und ggf. über die Einbindung auf der Krone.

Die nachfolgende Abbildung 67 zeigt den Aufbau der Matte. Zwischen insgesamt drei miteinander mechanisch verbundenen Lagen Vlies ist zwischen der oberen und der mittleren Vlieslagen eine Ballastschicht (Quarzsand oder Split) und zwischen der mittleren und der unteren Vlieslage eine Schicht aus Natriumbentonit angeordnet. Im dargestellten Fall sind die mechanischen Verbindungen der einzelnen Vlieslagen aufgrund des am Rand ausgefallenen Ballasts gut zu erkennen. Die Bentonitschicht weist Trocknungsrisse auf, da die Matte im Zuge eines Überströmungsversuchs bereits vollständig durchnässt war und anschließend wieder abtrocknete.





Abbildung 67: Ballastierte Bentonitmatte (Bentonitschicht mit Trocknungsrisse)

#### 6.3.5.1 Vorbereitung und Versuchsdurchführung

Für den Versuch wurden die landseitige Hälfte der Krone und die landseitige Böschung in einer Breite von 5 m mit einer ballastierten Bentonitmatte bedeckt. Die Matte wurde auf der Deichkrone in einem Einbindegraben (ein mittels eines Spatens erstellter Schlitz mit ca. 10 cm Tiefe, in den die Matte eingesteckt und der Boden wieder von Hand verdichtet wurde) befestigt, da die Versuche zur hydraulischen Rauigkeit die Anströmung der ungeschützten Vorderkante als eine Schwachstelle des Systems gekennzeichnet hatten (s. Kapitel 6.1).

Die Abdeckung bestand aus zwei 5 m langen Stücken, die entgegen der Böschungsrichtung (erst die Matte am Deichfuß, dann die Matte auf der Krone) und mit einer Überlappung von 50 cm verlegt wurden (s. Abbildung 68). Im Überlappungsbereich wurden über die gesamte Breite drei Stahlnägel (Länge=180 mm,  $\varnothing$ =6 mm) eingeschlagen, um ein Verschieben der unteren Matte zu verhindern.

Die Matten wurden vor Versuchsbeginn für ca. eine Stunde gewässert. So konnte sich das Bentonit in der Matte vollsaugen und aufquellen, was sowohl die Masse der Matte – und damit die Lagestabilität –, als auch die Dichtigkeit erhöhte. Dieses Wässern ist jedoch für die Wirksamkeit nicht zwingend erforderlich, wobei unter realen Bedingungen das „Wässern“ im Zuge des langsamen Pegelanstiegs automatisch erfolgen würde.

Am Fuß der Böschung mussten die unteren 1,5 m der Matte – aufgrund des versuchsbedingten Einstaus im Rücklauf – im Wasser verlegt werden. Dabei wurde sie einfach ins Wasser ausgerollt. Da die Matte im trockenen Zustand eingebaut wurde, schwamm sie direkt nach dem Einbau noch auf. Innerhalb weniger Minuten war die Wasseraufnahme bereits so groß, dass die Matte langsam auf die Böschung absank. Die Lage musste während des Absinkens nur geringfügig mit Stangen korrigiert werden. Eine zusätzliche Fixierung der Matte am Deichfuß wurde nicht vorgenommen.

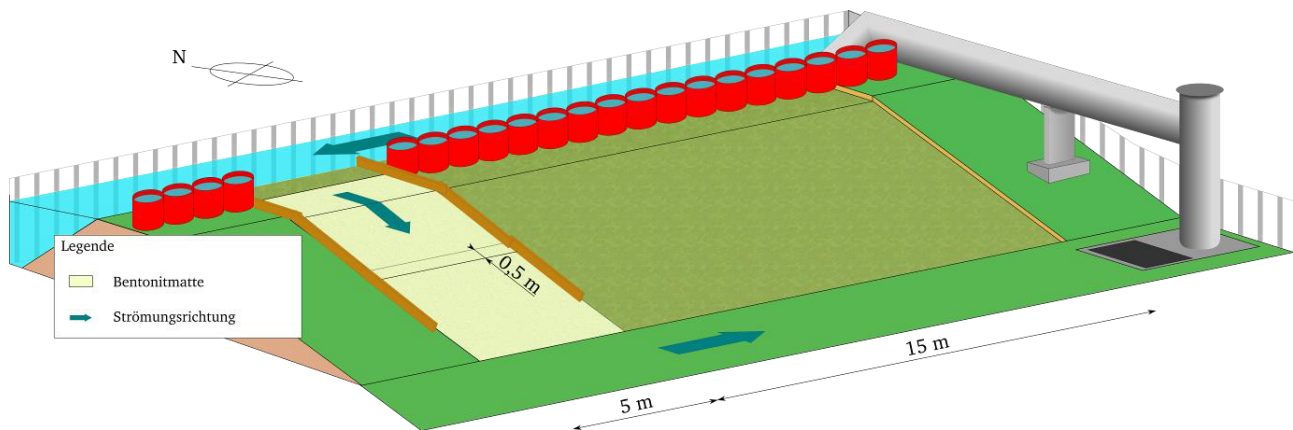


Abbildung 68: Versuchsaufbau der Überströmung mit ballastierter Bentonitmatte (Versuchsbezeichnung.: GV\_Be)

Der Rest des Versuchsdeiches wurde auf der Krone durch ein mobiles Hochwasserschutzsystem vor ungewollter Überströmung geschützt.

Um ein seitliches Abfließen des überströmenden Wassers von der Matte zu verhindern, wurde der Überströmungsbereich durch seitlich aufgestellte Bretter eingegrenzt. Hinter den Brettern und an den Anschlussstellen wurden zusätzlich Sandsäcke verlegt, die die Austrittsverluste minimieren sollten.

Mit Einschalten der Pumpe wurde die Wasserseite bis über die Kronenhöhe aufgefüllt und das Wasser begann auf der Bentonitmatte über den Deich zu strömen. Die Überströmungshöhe und die Fließtiefe wurde dabei nur von der fest installierten Ultraschallsonde in der Mitte des Überströmungsbereichs aufgezeichnet, da es bei diesem Versuch aufgrund des sich einstellenden hohen Wasserstandes und der großen Fließgeschwindigkeit (s. unten) nicht möglich war, die Deichkrone zu betreten, um zusätzliche Messungen von Hand vorzunehmen. Lediglich im Bereich der westlichen (in der Abbildung 68 linken) Begrenzung konnten zusätzliche Messungen vorgenommen werden. Diese sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tabelle 19: Überströmungsparameter an der östlichen Begrenzung, Versuch "GV\_Be"

| Strömungsgeschwindigkeit | Überströmungsbreite | Überströmungshöhe | Volumenstrom <sup>*</sup> |
|--------------------------|---------------------|-------------------|---------------------------|
| [m/s]                    | [m]                 | [m]               | [m³/s]                    |
| 1,027                    | 5                   | 0,27              | 1,39                      |
| 0,824                    | 5                   | 0,27              | 1,11                      |
| 0,769                    | 5                   | 0,27              | 1,04                      |

<sup>\*</sup>rechnerisch; der Wert stellt nicht den tatsächlichen Volumenstrom dar, da die Messungen an der seitlichen Begrenzung durchgeführt wurden, ist von einem starken Randeinfluss auszugehen. Der ermittelte Volumenstrom aus den Messungen in der Feldmitte ist in Abbildung 69 auf Seite 100 dargestellt

Im unteren Bereich des Rücklaufs auf der Landseite konnte eine deutliche Querströmung zur Pumpe hin (lateral zur Deichachse) beobachtet werden. Diese war so stark, dass die der Strömung entgegenstehende Kante der unteren Bentonitmatte leicht angehoben wurde. Es kam jedoch nicht zu einem Umklappen oder einer Verlagerung der gesamten Matte.

Aufgrund des seitlichen Zustroms des Wassers auf der Wasserseite bildete sich am Versuchsdeich entlang der Überströmungsstrecke ein Gefälle in der Überströmungshöhe aus, das dem Effekt an einem Streichwehr entspricht, bei dem die Wasserstände an den beiden Enden (in Fließrichtung) des Wehres unterschiedlich hoch sind. Der höchste Wasserstand lag beim Versuchsdeich auf der dem Zulauf abgewandten Seite des Überströmungsbereiches (Westen). Die Differenz der beiden Seiten betrug 4 bis 5 cm.

Der Versuch musste nach vier Minuten abgebrochen werden, da einer der Befüllschläuche des Versuchsstandes in den Rücklauf der Pumpe geriet und somit die Gefahr bestand, dass die Pumpe beschädigt werden könnte. Die Versuchszeit hatte jedoch ausgereicht, damit sich ein stationärer Zustand ausbilden konnte.

Insgesamt war die sich einstellende Überströmungshöhe während des Versuches so hoch, dass das Wasser auch in Bereichen über den Deich strömte, die – konstruktionsbedingt – nicht zusätzlich gesichert werden konnten.

Aus diesem Grund wurde der Versuch erst nach einer Öffnung des gesamten Versuchsfeldes (Überströmungsbreite 20 m) fortgeführt, wobei die Überströmung immer wieder unterbrochen wurde, um die Schäden auf dem nicht durch die Bentonitmatte geschützten Bereich aufnehmen zu können (Versuchsspezifikationen s. Tabelle 12). Insgesamt wurde die Bentonitmatte im Weiteren für 141 Minuten mit einem geringeren Volumenstrom und bei einer geringeren Fließtiefe (s. nachfolgende Tabelle 20) überströmt.

Die durchschnittlichen Überströmungsparameter der weiteren Versuche sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

Tabelle 20: Überströmungsparameter auf der Bentonitmatte, Versuch GV\_B1 und GV\_B2

| Dauer | Einstauhöhe<br>(Krone) | Strömungs-<br>geschwindigkeit* | Verhältnis der<br>Überströmungsbreiten<br>$b_{\text{Bentonit}} / b_{\text{ges.}}$ | Volumenstrom**<br>(nachgerechnet) |
|-------|------------------------|--------------------------------|---|-----------------------------------|
| [min] | [m]                    | [m/s]                          | [m]   | [m³/s]                            |
| 91    | 0,15                   | 1,21                           | 5 / 20  | 0,91                              |
| 50    | 0,16                   | 1,25                           | 5 / 18  | 1,0                               |

\* Ermittelt durch die Ultraschallmessung in der Feldmitte auf der Bentonitmatte

\*\* Betrachtet wurde nur der Volumenstrom auf der Bentonitmatte als Ergebnis der Überströmungshöhe und der Strömungsgeschwindigkeit, nicht auf dem gesamten Versuchsfeld (die Gesamtwerte sind im Kapitel 6.3.4 aufgeführt)

### 6.3.5.2 Auswertung Versuch BE

Nach dem Ende des Versuches konnten keine Veränderungen an der Bentonitmatte festgestellt werden. Sowohl die obere, als auch die untere Matte waren in ihrer Lage stabil geblieben, und auch die Bewegung der unteren Matte, aufgrund der Lateralströmung im Rücklauf, war vollkommen reversibel, da die Matte wieder vollständig flach auf dem Deich auflag. Die Anschlüsse der Matte an die seitlichen Führungen waren intakt.

Eine Auswertung der Daten ergab, dass die Wasserverluste an den Anschlusspunkten und vor allem in den nicht sicherbaren Bereichen des Deiches unterhalb der Rohrleitung erheblich waren. Hinzu kam die, bereits in früheren Versuchen beobachtete, Verringerung der maximalen Pumpenleistung durch den Lufteintrag am Pumpensumpf. So lag die Belastung auf dem überströmten Teilstück nur bei 1,8 m³/s, was einer streckenbezogenen Belastung von 0,36 m³/(s·m) entspricht. Die ermittelten Daten sind in Abbildung 69 dargestellt.

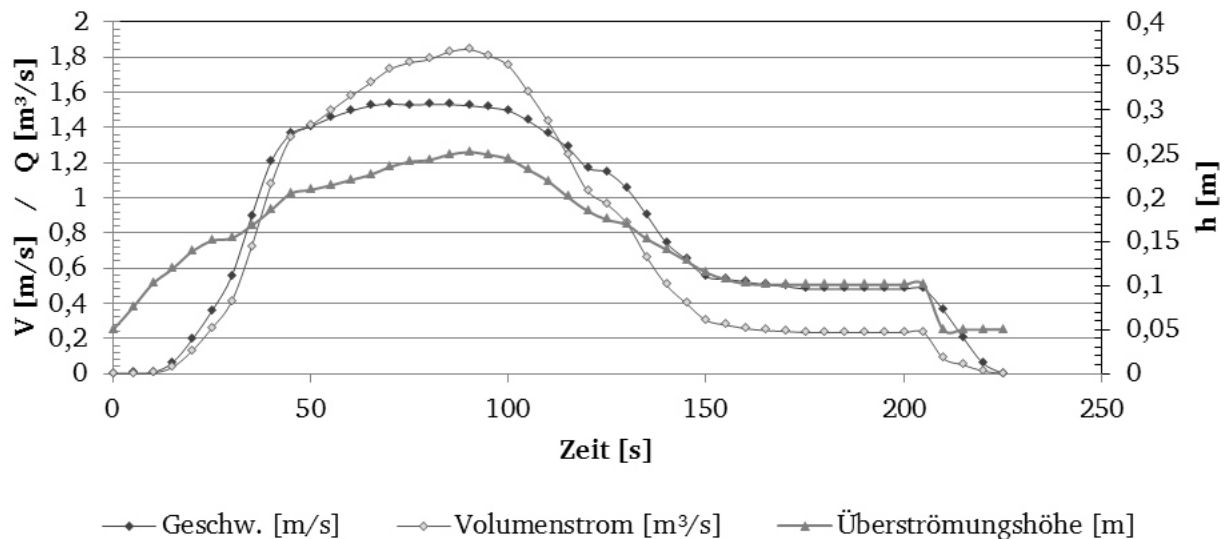


Abbildung 69: Gemessene Parameter der Deichüberströmung (Versuch "GV\_Be")

Für die Bestimmung der hydraulischen Belastung (Schubbelastung) auf der Krone konnten alle Eingangsdaten direkt ermittelt werden. Die grafische Auswertung der Fotodokumente ergab, dass auf der Krone das Energieliniengefälle 0,02 betrug (4 cm auf 2 m). Damit lag die mittlere Belastung der Krone während der Überströmung bei  $49 \text{ N/m}^2$ .

Wie bereits im Kapitel 6.3.4.4 aufgeführt, liegt die größte hydraulische Belastung jedoch nicht im Bereich der geraden Deichkrone, sondern an der landseitigen Kronenkante oder dem Bereich, in dem der Normalabfluss erreicht wird.

Die Einflüsse der Exposition des Bodens an der Böschungsoberkante lassen sich rechnerisch nicht erfassen, da die exakte Neigung der Energielinie an dieser Stelle nicht bekannt ist. Die maximalen Belastungen im Bereich des Normalabflusses lassen sich aber, wie bereits beschrieben, iterativ durch Gleichung [15] auf Seite 92 abschätzen.

Bei einem Steigungsverhältnis des Deiches von 1:2,5 ergibt sich eine Fließtiefe bei Normalabfluss von 8 cm. Die sich daraus ergebende maximale Schubspannung nach Gleichung [4] (s. Seite 31) lag auf der Bentonitmatte somit bei  $313 \text{ N/m}^2 \pm 0,31 \text{ kN/m}^2$ . Dieser Wert liegt mehr als 50 % über den zulässigen Belastungen für ein Deckwerk aus Steinschüttung/Steinsatz (s. Kapitel 6.3.2;  $0,2 \text{ kN/m}^2$ ).

Bei der Weiterführung des Versuchs mit reduzierter Überströmung wurde eine rechnerische Fließtiefe von 0,05 m erreicht (die Änderung in der Fließtiefe bei einer Verringerung der Überströmungsbreite von 20 m auf 18 m liegt bei  $\gg 1 \text{ cm}$  und kann somit vor dem Hintergrund der Messungenauigkeiten bei diesem Großversuch vernachlässigt werden), womit sich eine Schubspannungsbelastung von  $206 \text{ N/m}^2$  ergibt. Damit lag die erreichte – und schadlos überstandene Schubbelastung – geringfügig über der zulässigen Schubspannung auf regulären Steindeckwerken (weitere kritische Sohlschubspannungen sind in Tabelle 14 auf Seite 79 aufgeführt).

Zu beachten ist, dass diese Werte nur als Mittelwerte zu betrachten sind. Trotz sorgfältigen Einbaus kommt es aufgrund kleiner Gefälleunterschiede/Unebenheiten im Deichaufbau (baubedingt aber auch durch Witterungseinflüsse zwischen der Herstellung des Deckwerks und dem Versuch) und der Vegetation unterhalb der Matten zu lokalen Schwankungen.

Eine flächenhafte Überwachung sämtlicher Strömungsgeschwindigkeiten war aufgrund der Größe des Versuchsaufbaus nicht möglich.





Abbildung 70: Boden unter der Bentonitmatte nach Versuchsende ( $t = 135$  Minuten)

Nach dem Versuchsende wurde die Bentonitmatte im Überlappungsbereich zurückgeschlagen. Der Boden unter der Matte zeigte sich dabei weitestgehend trocken, lediglich in den Randbereichen war der Boden – vermutlich aufgrund seitlichen Wassereintritts – feucht. Es konnten keine Anzeichen für Erosion unterhalb der Matte festgestellt werden.

Da die Matte nur einen kleinen Teil des Deiches bedeckte, kann bei diesem Versuch die Auswirkung auf die Sickerlinie im Deich vernachlässigt werden. Bei einem großflächigen Einsatz entlang eines ganzen Deichabschnitts sollte jedoch im Überlappungsbereich und am Böschungsfuß ein Filter (z. B. eine Erosionsschutzmatte) aufgelegt werden, damit Sickerwasser aus dem Deich unter der Bentonitmatte druckfrei ausfließen kann (s. Abbildung 71).

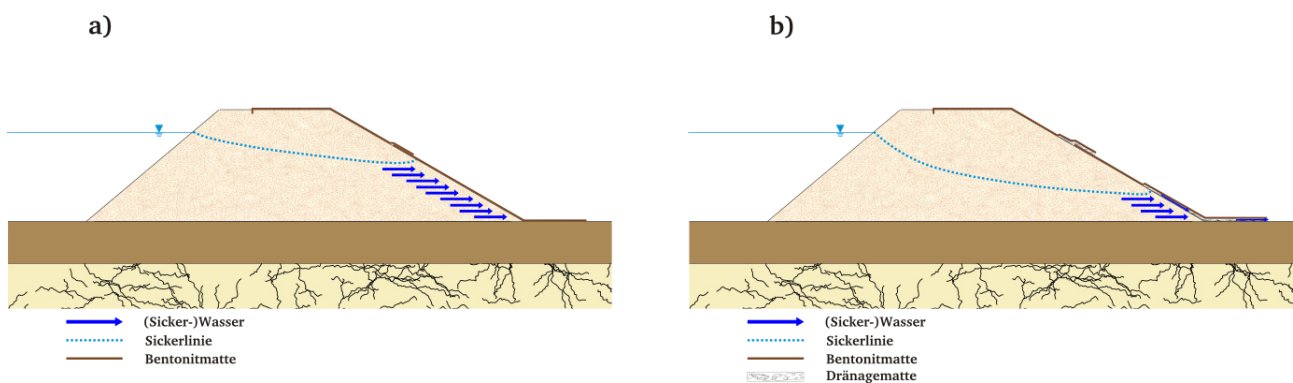


Abbildung 71: Vergleich der voraussichtlichen Sickerlinie in einem mit Bentonitmatte geschützten Deich; a) ohne Drainage, b) mit Dränagematte im Überlappungsbereich und am Deichfuß)

---

## 7 Erkenntnis – Ausblick – Weiterer Forschungsbedarf

---

Bei der Durchführung der Versuche traten mehrere Besonderheiten auf, die vor allem mit dem Naturmaßstab der Versuchsanlage begründet liegen und bei zukünftigen Planungen dringend beachtet werden sollten.

Aufgrund der schieren Größe des Versuchsstandes ist ein flächendeckendes oder engmaschiges Auswertungsnetz, vor allem im Hinblick auf Wasserstands – und Geschwindigkeitsmessungen nicht einsetzbar. Während die Krone bei laufenden Versuchen noch betreten werden kann, ist dies für die gesamte Böschung nicht möglich. Ein Messen mit einem Messflügel ist somit in diesem Bereich nicht möglich. Gleichzeitig gestaltet sich die Auswertung mit stationären Messgeräten schwierig, da aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten auf der Deichböschung – auch bei großem Wasserdargebot – die effektive Fließtiefe im Bereich des Normalflusses nur gering ist. Viele der üblichen Messgeräte können in diesem Fall jedoch keine genauen Geschwindigkeitsprofile ausgeben. Für zukünftige Versuche sollte der Einsatz einer Messbrücke geprüft werden, um zumindest in einem Bereich der Böschung die Profile aufmessen zu können.

Da der Versuchsstand im Freien liegt, ist dieser auch den natürlichen Umweltbedingungen ausgesetzt. Im Vorliegenden Fall wirkte sich dies auf die Bewuchsdichte, die Art der gewachsenen Pflanzen und die Besiedelung durch Wühltiere auf. Neben den Pflanzen der Saatgutmischung waren auch im eingebauten Oberboden noch verschiedene Samen enthalten, hinzu kamen Pflanzen, die durch Pollenflug auf den Deich gelangten. Diese natürlichen Prozesse sorgten dafür, dass neben den geplanten Versuchsergebnissen noch weitere Erkenntnisse – vor allem im Bereich der Wühltiere – gewonnen werden konnten (s. Kapitel 7.3).

Aufgrund der natürlichen Unebenheiten des Geländes, welches aus bauablauftechnischen Gründen nur mit schwerem Gerät herstellbar ist, sind die Strömungsverhältnisse auf der Böschung abschnittsweise sehr unterschiedlich und lassen sich nicht im Vorfeld abschätzen. Hier hilft lediglich eine gleichmäßige Verteilung der Auswertungspunkte über die Fläche, wobei die verbleibenden Unsicherheiten gegenüber einem Laborversuch deutlich größer sind.

Während bei Hallenversuchen Randeinflüsse wie Wandrauheit oder Wasserverluste minimiert bzw. klar benannt werden können, ist dies beim naturmaßstäblichen Großversuch nahezu unmöglich. Im vorliegenden Fall traten nicht quantifizierbare Verluste durch die Barriere auf der Deichkrone, Sickerwasser durch den Deich, Verluste durch die landseitige Spundwand und vor allem Leistungsverluste der Pumpe durch Lufteintrag auf.

Viele der gewonnen Erkenntnisse stellen daher qualitative Aussagen dar, die Hinweise auf eine generelle Eignung bzw. spezifische Vorteile bringen, jedoch in der jetzigen Form noch nicht für konkrete Berechnungsfälle oder Berechnungsmodelle ausreichend sind.

### 7.1 Erosionsschutz mit ballastierten Bentonitmatten

Die Untersuchungen zur Überströmungssicherheit ballastierter Bentonitmatten haben sowohl in den Labor- als auch in den Großversuchen gezeigt, dass diese Matten auch bei großen hydraulischen Belastungen lagestabil bleiben. Dabei müssen die Matten nur an der Oberkante mit einfachen und schnell zu realisierenden Mitteln gegen Unterspülen gesichert werden, um den vollen Schutz entwickeln zu können. Für die restliche Böschung reicht das Eigengewicht der Matte aus, um für eine ebene Verlegung und die Lagestabilität während der Überströmung zu sorgen.

Durch das Abdecken von Deichabschnitten mit einer ballastierten Bentonitmatte, die aufgrund verschiedener Ursachen oder Vorschäden tiefer liegen als die restliche Deichlinie, oder an denen aufgrund besonderer Konstellationen ein außergewöhnlicher (und über der Deichkrone liegender) Hochwasserstand sicher zu erwarten ist, kann eine temporäre Überlaufstrecke geschaffen werden, die großen hydraulischen Belastungen sicher widerstehen kann.

---

Aus dieser Erkenntnis ergeben sich Forschungsansätze, die zukünftig zu einem Einsatz dieser Matten als Notsicherung in der Deichverteidigung führen könnten.

- Überprüfung der Eignung als Lecksegel.  
Wie in den Versuchen von Brauns & Bieberstein (2003) dargestellt wurde, ist die Wirksamkeit von Lecksegeln aus Kunststoffdichtungsbahnen auf der Wasserseite eines Deiches anzuzweifeln. Der fehlende Anpressdruck auf der Fläche und an den Überlappungsbereichen verhindert eine deutliche Verringerung der Durchströmung. An dieser Stelle könnte eine Abdichtung bekannter Lecks mit der untersuchten ballastierten Bentonitmatten zum Erfolg führen. Aufgrund des hohen Eigengewichts ist zu erwarten, dass sie auch unter Wasser flächig aufliegt, und sich dieser Effekt vermutlich noch durch zusätzliche Auflast verbessern ließe.
- Bestimmung der Einsatzgrenzen  
Es ist zu prüfen, ab wann unter natürlichen Bedingungen ein Systemversagen (Flattern, Auswaschen etc.) eintritt. So kann bestimmt werden, bis zu welcher Überstauhöhe der Einsatz sicher möglich ist, und wann der Deich aus Sicherheitsgründen geräumt werden muss.

Die grundsätzliche Eignung konnte mit den durchgeführten Versuchen nachgewiesen werden bzw. lässt sie sich aus den Ergebnissen ableiten. Die bautechnische Eignung für die genannten Schutzmaßnahmen muss selbstverständlich mit konkreten Versuchen und spezifischen Belastungen verifiziert werden.

Es ist jedoch auch schon auf Grundlage der vorliegenden Ergebnisse möglich, diese Geokunststoffe als mögliche Notsicherungsmaßnahme einzusetzen, um kurzfristig in einem definierten Deichabschnitt mindestens die Erosionsstabilität eines Steindeckwerks zu erreichen.

## **7.2 Standsicherheitsverbesserung durch oberflächennahe Geokunststoffe**

Die Überströmung der oberflächennahen Geokunststoffe hat in den Labor- und den Großversuchen gezeigt, dass – bei richtiger Ausführung, einer ausreichenden Bodenüberdeckung und mit zumindest mäßigem Bewuchs durch geeigneten Rasensorten – ihr Einsatz zu einer wesentlichen Verbesserung der Überströmungssicherheit von Flussdeichen beiträgt. Die Böschungsfanken können über einen längeren Zeitraum und auch bei durchfeuchtem Boden einer Überströmung standhalten, der deutlich über den Erfahrungswerten und den zulässigen Belastungen der bisherigen Vorgaben liegt. Der zusätzliche Nutzen lässt sich nach den vorliegenden Untersuchungen noch nicht in Bemessungsregeln oder Handlungsempfehlungen ausdrücken, ist jedoch qualitativ nachweisbar.

Der kosten- und arbeitsintensive Einsatz von geotextilen Containern oder der bewährte Deichaufbau mit rückverankerten Schlaufen kann damit nicht ersetzt werden. In ausgewählten Bereichen, bei denen es vorrangig um eine günstige Erhöhung der Sicherheit geht, kann das System der oberflächennahen Geokunststoffe aber zum Einsatz kommen.

Die Tatsache, dass auch nach mehr als zwei Stunden erheblicher Überströmung der Bedeckungsgrad auch in den hochbelasteten Teilen der Böschung nur geringfügig reduziert wurde und noch bei 50 bis 70 % (gegenüber von ca. 70 bis 80 % vor Versuchsbeginn) lag, spricht dafür, dass die hier beobachteten Ergebnisse bei einem gut ausgebildeten Rasendeckwerk noch übertroffen werden können.

Gleichzeitig wurden durch die Versuche ohne Bewuchs aber auch die Grenzen eines solchen Systems aufgezeigt, da ein alleiniger Einsatz der Geokunststoffe keine Auswirkung auf die Überströmungssicherheit hat.

Um bei künftigen Sanierungsmaßnahmen den Vorteil durch eingebaute Geokunststoffe im Rahmen einer Kosten-Nutzen-Analyse besser bewerten zu können, bleiben noch mehrere Forschungsansätze, die zukünftig weiter verfolgt werden sollten:

- Fortführung der Experimente mit einer weiteren Variation der hydraulischen Belastungen (ggf. bis zum Versagen des Systems) und über einen erheblich längeren Zeitraum (bis zu mehreren Tagen).
- Bestimmung der kritischen Größe für Vorschäden bzw. Ermittlung der maximal zulässigen Schädigung, bei der auch auf einem geotextilbewehrten Deich die Deichverteidigung eingestellt werden muss.
- Auswirkungen von Schäden an den Geokunststoffen selbst.
- Auswirkung der ursprünglichen Vernagelung auf das Erosionsverhalten (sowohl ohne, als auch mit Vorschädigung).

Eine Empfehlung für den großflächigen Einbau aus Gründen des Erosionsschutzes kann derzeit aufgrund mangelnder Datengrundlage nicht ausgesprochen werden. Unter Berücksichtigung des nächsten Kapitels ist jedoch auch denkbar, dass ein anderer Einsatzzweck als Grund für den Einbau zum Tragen kommt und der „vorhandene aber (noch) nicht ausreichend quantifizierte Sicherheitsgewinn“ als zusätzlicher Nutzen zur Verfügung steht.

### 7.3 Wühltierschutz

Neben den Ergebnissen im Bereich der Überströmungssicherung führten die Versuche und der Versuchsaufbau noch zu Ergebnissen und Forschungsansätzen im Bereich der Wirksamkeit von Geokunststoffen als Wühltierschutz.

Bereits im Zuge des ersten Aufbaus des geotextilbewehrten Deiches im September 2008 wurden die ausgelegten Geokunststoffe, da sie einen verborgenen Ausgang eines Kaninchenbaus überdeckten, durch die Tiere beschädigt. Das Vlies wurde vollständig zerkratzt und auch die Gitterstäbe wurden zerbissen.

Bei den abschließenden Versuchen wurde beobachtet, dass es entlang des Deiches an mehreren Stellen zu Grabeaktivitäten durch Kaninchen gekommen war. Im Bereich des geschützten Deiches endeten diese jedoch ausnahmslos an der Erosionsschutzmatte, und somit am Ende der Vegetationsschicht. Der Deichkern wurde an diesen Stellen nicht durchwühlt. Die Tiere wichen vielmehr in die Bereiche des Deiches aus, die über keinen zusätzlichen Schutz (weder Geokunststoffe, noch einen mineralischen Wühltierschutz) verfügten und bauten sich dort ein Gangsystem (dieses wurde nicht aufgegraben, aber vom Eingang führten die Gänge über einen Meter ins Innere des Deiches). Insgesamt konnten auf den geschützten Versuchsfeldern (40 m) vier erfolglose Grabeversuche beobachtet werden, während auf den verbliebenden 20 ungeschützten Metern mindestens drei Eingänge zu Kaninchenbauen zu finden waren.

Ein weiterer Vorteil der geschützten Bereiche ist, dass die erfolglosen Grabeversuche deutlich sichtbar sind, da die Tiere versuchten, das angetroffene Hindernis im direkten Umfeld zu umgraben. So entstehen flache Mulden (ca.  $\frac{1}{2}$  m<sup>2</sup> Fläche; bis zur Erosionsschutzmatte in 15 bis 20 cm Tiefe). Diese Schäden fallen auch bei einer oberflächlichen Kontrolle des Deiches sofort auf und können unmittelbar behoben werden. Die erfolgreichen Grabeversuche in den ungeschützten Bereichen stellen an der Oberfläche nur kleine Einstiegsöffnungen dar, die ggf. noch von umstehenden Rasen verdeckt werden. Liegt kein Abraum mehr vor dem Bau, sind die Eingänge – und somit der gesamte Bau unterhalb der Grasnarbe – bei einer oberflächlichen Kontrolle nur schwer zu erkennen.

Des Weiteren konnte während der Überströmungsversuche beobachtet werden, dass sich in den geokunststoffbewehrten Bereichen die Initialschäden während der Überströmung nur sehr langsam vergrößerten und in ihrer Tiefe weiter begrenzt blieben (s. Kapitel 6.3.4). Dagegen wurde einer der Baue, der neben den bewehrten Bereichen lag und über mehrere übereinander liegende Eingänge verfügte, komplett durchspült. Das in das obere Loch eintretende Wasser floss durch das tiefer liegende Loch wieder aus. So steigt die Gefahr von Erosion im Untergrund, die – ähnlich dem Piping – die Gefahr des plötzlichen Deichversagens mit sich bringt.



---

Maulwurfshügel ließen sich nach dem Einbau der Geokunststoffe nur noch auf den nicht gesicherten Bereichen (wasserseitigen Böschung und ungesicherter Bereich zwischen den Versuchsfeldern) erkennen, während auf den Versuchsfeldern kein Maulwurf aktiv war (s. Abbildung 72).

Dieser Gesamteindruck wurde noch bei einer weiteren Begehung des Versuchsstandes – acht Monate nach der Überströmung, im November 2012, in denen der Versuchsstand nicht betrieben wurde und lediglich eine regelmäßige Beweidung durch Schafe und ein zweimaliges Rückschneiden der Pflanzen, die von den Tieren nicht abgefressen wurden erfolgte – bekräftigt. Im Bereich des Versuchsfeldes bzw. der Versuchsfelder war erneut durch Grabeaktivitäten von Wühltieren oberflächlich Bodenmaterial bis zum Geovlies/der Erosionsschutzmatte abgegraben. Eine Tieferführung der Baue fand jedoch nicht statt. Demgegenüber waren in den nicht geschützten Bereichen auf der Land- und der Wasserseite weitere Beschädigungen mit unbekannter Tiefe, sowie die Reste von Maulwurfshügeln festzustellen.

Diese Beobachtungen sind nur qualitativ und bedürfen einer weiteren Überprüfung und Validierung, zumal in diesem Fall nur die Auswirkungen auf Kaninchen und Maulwürfe erfasst sind. Zusammenfassend lassen sich bereits folgende Ergebnisse nennen bzw. Hypothesen aufstellen, wobei sie sich vorerst nur auf Erosionsschutzmatten aus thermisch verbundenem Wurrgelege aus Kunststoff und nicht auf natürliche Materialien (Hanf, Kokos etc.) beziehen:

- Erosionsschutzmatten (thermisch verbundene Wurrgelege) aus Geokunststoffen haben eine hemmende Wirkung auf die Grabeaktivität von Kaninchen. An beiden Schadstellen wurde das Graben der Tiere noch vor einer Beschädigung des Geogitters abgebrochen. Ob die Hemmung für die Maulwürfe an den Geokunststoffen oder dem darunter liegenden mineralischen Wühltierschutz liegt, lässt sich nicht eindeutig beantworten, da hier keine Stellen sichtbar waren, an denen das Tier eindeutig am Erosionsschutz die Grabetätigkeit eingestellt hat. Untersuchungen zur Beeinflussung von Wühltieren durch Geokunststoffe wurden bisher nicht durchgeführt/veröffentlicht, da sich hier jedoch ein potentiell deutlicher Effekt für die Erhöhung der Deichsicherheit abzeichnet, sollten entsprechende Untersuchungen – unter Wahrung des Tierschutzes – erwogen werden.
- Durch Kaninchen verursachte Schäden können bei oberflächlicher Kontrolle schneller erkannt werden, da nicht nur ein Loch im Deich entsteht, dass leicht durch nebenstehende Vegetation verdeckt wird, sondern flächige und flache Abgrabungen, da die Tiere offenbar versuchen, eine vermeintliche lokale Blockade zu umgraben.
- Initialschäden durch Wühltiere werden im Falle einer Überströmung hinsichtlich der Ausbreitungsgeschwindigkeit gebremst (in der Flächenausbreitung durch das Wurrgelege, in der Tiefenausbreitung durch die Geogitter-Geovlies-Kombination unter der Erosionsschutzmatte). Die im Kapitel 6.3.4 beschriebenen Kolke, die sich während der Überströmung bildeten und danach trotz separater Sandsacksicherung sehr schnell vergrößerten, traten in der Schicht des ungesicherten mineralischen Wühltierschutzes auf.
- Die in der Regel unbewachsenen Maulwurfshügel können im Falle einer Überströmung leicht erodiert werden, zumal sie durch ihre Lage exponiert sind. Fehlen sie, reduziert sich auch der Angriffspunkt für das Wasser und es findet eine verringerte Erosion statt.

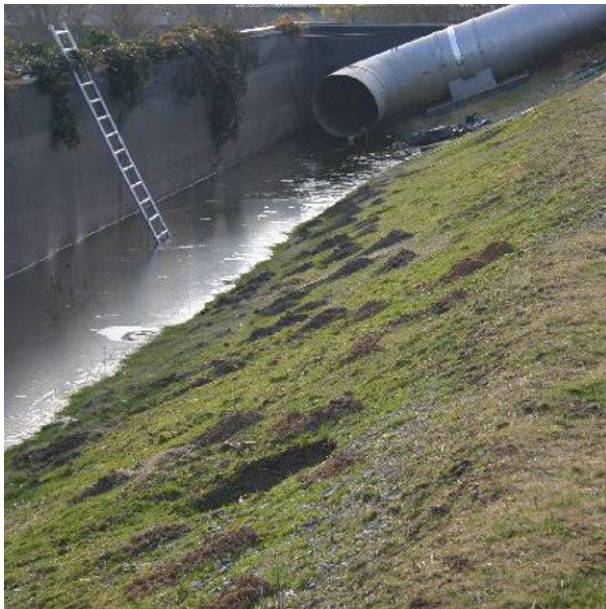


Abbildung 72: Maulwurf-Aktivität auf Land- und Wasserseite [z.T. koloriert] (Feb. 2011; 18 Monate nach Einsaat)

Folgende Fragestellungen sollten zukünftig untersucht werden bzw. sind beim Einsatz von Erosionsschutzmatten als Wühltierschutz zu berücksichtigen:

- Haben die Erosionsschutzmatten auch einen Effekt auf weitere Arten von Wühltiere, bzw. mit welchen Wühltierarten muss am Einsatzort gerechnet werden?
- Bleibt die hemmende Wirkung bestehen, wenn die Tiere nicht ortsnahe an andere Bauplätze ausweichen können?
- Müssen Erosionsschutzmatten an den Längskanten verbunden werden, um einen Effekt zu erzielen oder reicht der umgebende Erddruck aus, um den Tieren das Eindringen in die Fuge zu verwehren?
- Wie könnte/müsste der Längsanschluss ausgebildet werden um eine hemmende Wirkung auf Wühltiere zu entfalten?
- Ist eine Kombination von (in der Mächtigkeit reduziertem) mineralischem Wühltierschutz und einer Erosionsschutzmatte sinnvoll, oder kann der mineralische Wühltierschutz (auf der Landseite) ganz entfallen?
- Bis zu welcher Tiefe können Geokunststoffe eingebaut werden, bevor die Wühltergänge vollständig im Bereich des Oberbodens errichtet werden?
- Wie hoch sind die Zusatzkosten für den Einbau der Matte und welche Ersparnisse im Bereich der Unterhaltung sind damit zu erreichen?

Sollten die Antworten auf diese Fragestellungen derart ausfallen, dass sie den ersten Eindruck bestätigen, ist für die Zukunft eine flächenhafte Anwendung – ähnlich den bereits auf der Wasserseite im Einsatz befindlichen Wühltergittern aus Metall – möglich.

Da die hier untersuchten Geokunststoffe auf der Landseite eingebaut werden, haben diese keine Auswirkung auf die Grabeaktivität von Biber, Nutria und Bisam, da diese als semiaquatische Säugetiere die Deiche von der Wasserseite aus schädigen (DVWK, 1997). Gegen diese Tiere sind auch bei einem Einbau landseitiger Geokunststoffe die im DVWK-Merkblatt M 247/1997 aufgeführten Sicherungsmaßnahmen auf der Wasserseite vollumfänglich einzusetzen.

---

## 8 Fazit

---

Der Einsatz von Geokunststoffen im Deichbau ermöglicht es, mit einfachen Mitteln einen erheblichen zusätzlichen Schutz gegen Erosion im Zuge einer Deichüberströmung zu erreichen.

Die dafür erforderlichen Geokunststoffe können dabei dauerhaft in den Deich integriert werden (Einbau im Erdbauwerk) oder kurzfristig auf dem Deich angebracht und nach dem Hochwasserereignis wieder entfernt werden.

Die vorliegenden Versuche haben gezeigt, dass Geokunststoffe in Form von Geogittern und Vliesstoffen oder Erosionsschuttmatten nicht nur im Falle einer grundlegenden Sanierung eines Deiches eingebaut werden können, sondern dass auch der oberflächennahe und hangparallele Einbau bereits in Verbindung mit einem mäßigen Rasendeckwerk wirksam ist und die Überströmungssicherheit deutlich erhöht.

Der Einsatz von ballastierten Bentonitmatten zur Herstellung temporärer Überströmungsstrecken kann bereits mit den bisher durchgeführten Versuchen als praktikable Lösung im Falle einer drohenden Überströmung angesehen werden.

Aufgrund der maschinellen Fertigung und der ständigen Qualitätskontrolle ab Werk können Fehler im Material weitestgehend ausgeschlossen werden. Eine die Funktion einschränkende Beschädigung beim Einbau kann nicht unbemerkt erfolgen bzw. bleiben, und im verlegten Zustand ist die Matte lagestabil und widerstandsfähig gegen Beschädigungen.

Die erforderliche Einbindung an der Deichkrone kann binnen Minuten und mit einfachen Mitteln hergestellt werden und erwies sich als ausreichend sicher.

Wird die Matte mit einer Dränage im Überlappungsbereich verlegt, besteht keine Gefahr von Staudruck im Deich. So können auch größere Strecken auf diese Weise geschützt werden, ohne dass eine Beeinträchtigung der Standsicherheit zu befürchten ist. Bei einem lokal begrenzten Schutz eines homogenen Deiches kann auf die Dränage sogar verzichtet werden, da das Wasser in diesem Fall neben den geschützten Bereichen austreten kann.

Einzig das hohe Gewicht der Matte und die Tatsache, dass eine Wiederverwendung in der Regel nicht erfolgen kann, schränken den Einsatzbereich ein.

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Versuche mit oberflächennahen Geokunststoffen lassen sich aufgrund der Streuung und der unterschiedlichen Variationen des Versuchsaufbaus noch keine allgemeingültigen Handlungsempfehlungen oder Bemessungsregeln ableiten, die den Einsatz der hangparallelen Geokunststoffe nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik planbar machen. Sie liefern aber einen Hinweis, in welcher Richtung eine weitere Forschung erfolgversprechend ist, um zukünftig den Sicherheitsgewinn quantifizierbar zu machen.

Dabei muss der Einsatz nicht auf ähnlich steile Böschungen wie im vorliegenden Versuch beschränkt sein, auch wenn hier die überströmungsinduzierten Belastungen besonders hoch sind. Da überströmungsbedingte Erosion nahezu bei allen Böschungsneigungen auftreten wird, empfiehlt sich der Einsatz auch bei Deichen, die nach den aktuell geltenden Regeln der Technik erstellt werden.

Letztendlich wird aber bei diesem System – im Vergleich zu anderen Baustoffen oder anderen Einbaumethoden – immer eine gewisse Unsicherheit bei der Bemessung bleiben, da auch bei sorgfältigem Einsatz der beim Deichbau zur Verfügung stehenden Maschinen und Materialien es nicht möglich ist, an allen Stellen der Oberfläche gleiche Bedingungen zu schaffen. Selbst bei einer nach der Herstellung optimalen Oberfläche, wird es in Folge von Setzungsdifferenzen und unterschiedlichen Witterungseinflüssen nach relativ kurzer Zeit zu kleinen Höhenunterschieden kommen, weshalb die Deichoberfläche nie als vollkommen eben angenommen werden kann. Dies führt zu einer lokal sehr unterschiedlichen hydraulischen Belastung des



---

Deckwerks. Bei geringen Überstromhöhen können Teile des Deiches noch ohne Wasserlast bleiben, während an anderer Stelle bereits eine Überströmung von mehreren Zentimetern Mächtigkeit stattfindet.

Neben den erwarteten Ergebnissen zur Überströmungssicherheit bietet der Einsatz der oberflächennahen Geokunststoffe noch einen Zusatznutzen im Hinblick auf den Wühltierschutz gegen Kaninchen und Maulwürfe.

Um das Graben eines Kaninchenbaues deutlich zu erschweren oder die Tiere zumindest aus bestimmten Bereichen fern zu halten, reicht der Einbau einer Wirrgelegematte. Zwar kann so nicht verhindert werden, dass es zu einer oberflächlichen Beschädigung der Grasnarbe kommt, aber diese Schäden können leicht erkannt und schnell behoben werden, da sie nur bis zum Wirrgelege reichen und der Einstieg gegenüber einem normalen Bau vergrößert wird. In ungeschützten Bereichen reichen die Gänge hingegen bis tief in den Deichkörper und können daher nur schwer in der ganzen Ausdehnung wieder verschlossen werden.

Sollte eine Überströmung bei einem nicht reparierten Wühltierschaden stattfinden, reduziert das Wirrgelege die flächenhafte Ausbreitung des Schadens, während die Geogitter-Geovlies-Kombination die Tiefenausdehnung des Schadens reduziert. Dies ist vor allem vor dem Hintergrund relevant, dass der Wühltierschutz aus gebrochenem Material (welcher nachweislich auch gegen Maulwürfe, Bisamratte, und Nutria wirkt) anderenfalls einer Überströmung wenig Widerstand bieten kann und schnell erodiert.

Daher ist eine Verlegung dieser Geokunststoff-Kombination in jedem Fall sinnvoll.

Da ausgeschlossen werden kann, dass der Einbau von oberflächennahen Geokunststoffen eine nachteilige Wirkung auf die Standsicherheit des Deiches haben wird und die Kosten für die Beschaffung und das Auslegen der Geokunststoffe verhältnismäßig gering sind, sollte für zukünftige (oberflächennahe) Deichbau- oder Sanierungsmaßnahmen generell der abschnittsweise Einbau erwogen werden. So kann – ggf. auch unter wissenschaftlicher Begleitung – das Langzeitverhalten dieses Sicherungssystems erprobt werden. Im ungünstigsten Fall erweist es sich im Falle einer Katastrophe als wenig wirksam, kann aber – und darauf weisen die ersten Ergebnisse eindeutig hin – im Hochwasserfall den entscheidenden Sicherheitsgewinn bringen, der einen Deichbruch und die unweigerlich damit verbundene Flutwelle verhindert.

---

## Literaturverzeichnis

---

- ARL, (2003): Vorbeugender Hochwasserschutz – Handlungsempfehlungen für die Regional- und Bauleitplanung. Arbeitsgruppe „Hochwasserschutz - Handlungsempfehlungen für die Regional- und Bauleitplanung“. Bd. Positionspapier Nr. 55. Akademie für Raumforschung und Landesplanung (ARL), Hannover. – ISBN ISSN 1611 - 9983
- Armbruster-Veneti, (1999): Über das Versagen von Erddämmen. In: Wasserwirtschaft Bd. Jahrgang 89 (1999), Nr. Heft 10
- Banks, J., Bramley, M., Chassé, P., Conforti, T., Hemert, H. van, Jenkins, O., Mallet, T., Matheu, E., Pohl, R., et al., (2013): The International Levee Handbook. Ciria Report 957. Construction Industry Research & Information Association, London. – ISBN 978-0-86017-734-0
- Bechteler, W., Patt, H., (2001): Hochwasser-Handbuch: Auswirkungen und Schutz. Springer DE – ISBN 978-3-642-56923-4
- Behre, K.-E., (2004): Die Schwankungen des mittleren Tidehochwassers an der deutschen Nordseeküste in den letzten 3000 Jahren nach archäologischen Daten. In: Geographie der Meere und Küsten; Ergebnisse der 22. Jahrestagung des Arbeitskreises “Geographie der Meere und Küsten” in Warnemünde. Bd. 1/2004 (2004)
- Bieberstein, A., Brauns, J., Queißer, J., Bernhart, H. H., (2002): Überströmbare Dämme – landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung (BWPLUS). Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Bieberstein, A., Wörsching, H., (2004): Mastix-Schotter-Deckwerk für überströmbare Dämme und Deiche. In: BAW-Workshop: Boden- und Sohlstabilität - Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau. Karlsruhe : Universität Karlsruhe, 2004, S. 15–1 bis 15–10
- Bieberstein, A., Wörsching, H., Queißer, J., Bernhart, H. H., (2004): Überströmbare Dämme – landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg. Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherung (BWPLUS). Universität Karlsruhe, Karlsruhe. URL: <http://www.xfaweb.baden-wuerttemberg.de/fofaweb/print/BWC20005+BWT22004SBer.pdf>.
- BLfW, (2003): Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München. URL: [http://www.lfu.bayern.de/wasser/fachinformationen/hinweise\\_deichverteidigung\\_deichsicherung/doc/deichverteidigung\\_sicherung.pdf](http://www.lfu.bayern.de/wasser/fachinformationen/hinweise_deichverteidigung_deichsicherung/doc/deichverteidigung_sicherung.pdf).
- Bloemer, S., Egeling, S., Schmitz, U., (2007): Deichbegrünungsmethoden im Vergleich: Sodenverpflanzung, Heudrusch®-Verfahren und Handelssaatgut im Hinblick auf Biodiversität, Natur- und Erosionsschutz. In: Natur und Landschaft Bd. 82 (2007), Nr. 6, S. 276 bis 283
- Brahms, A., (1757a): Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Bd. 1, 2. Trapper, königlich Preuss. Buchdrucker, Aurich. URL: [http://reader.digitale-sammlungen.de/de/fs1/object/display/bsb10871851\\_00005.html](http://reader.digitale-sammlungen.de/de/fs1/object/display/bsb10871851_00005.html). (Stand: 07.01.2015)
- Brahms, A., (1757b): Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst - der andere Teil. Bd. 2, 2. Trapper, königlich Preuss. Buchdrucker, Aurich. URL: [http://reader.digitale-sammlungen.de/de/fs1/object/display/bsb10871851\\_00005.html](http://reader.digitale-sammlungen.de/de/fs1/object/display/bsb10871851_00005.html). (Stand: 07.01.2015)

- 
- Brauns, J., Bieberstein, A., (2003): Über Nutz und Frommen von Folien als Notsicherung von Flussdeichen. In: Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis. Siegen : Universität Siegen Fachbereich 3, 2003 – ISBN 3-936533-09-1, S. 3 bis 19
- Bundesanstalt für Gewässerkunde, (2002): Das Augusthochwasser 2002 im Elbegebiet (2002)
- BWG, (2001): Hochwasserschutz an Fließgewässern - Wegleitung des BWG. Vollzug Umwelt VU. Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel. URL: <http://www.bafu.admin.ch/publikationen/publikation/00804/index.html?lang=de>. (Stand: 30.03.2013)
- Cantré, S., Saathoff, F., (2014): Untersuchungen zum Einsatz von Baggergut im Deichbau am Rostocker DredgDikes-Versuchsdeich. In: Wasser und Abfall : Boden, Altlasten, Umweltschutz ; Fachmagazin für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft, Bodenschutz, Altlasten und Umweltrecht, Wasser und Abfall. Bd. 16 (2014), Nr. 3, S. 38–44
- Carollo, F. G., Ferro, V., Termini, D., (2005): Flow Resistance Law in Channels with Flexible Submerged Vegetation. In: Journal of Hydraulic Engineering Bd. 131 (2005), Nr. 7, S. 554 bis 564
- Costa, J. E., (1985): Floods from Dam Failures. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR GEOLOGICAL SURVEY, Denver, Colorado. URL: <http://pubs.usgs.gov/of/1985/0560/report.pdf>. (Stand: 08.02.2012)
- DGGT, (1997): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin. – ISBN 3-433-01324-1
- (DGGT), D. G. für G. e V., (2010): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - (EBGEO). John Wiley & Sons – ISBN 978-3-433-02950-3
- DGJ, (2002): Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch 2002, Elbegebiet, Teil I, Von der Grenze zur CR bis zur Havelmündung, Halle.
- DIN 19657:1973-09, (1973): DIN 19657 - Sicherungen von Gewässern, Deichen und Küstendünen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 19661-2:2000-09, (2000): DIN 19661 - Richtlinie für Wasserbauwerke - Sohlenbauwerke - Teil 2: Abstürze, Absturztreppe, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Stützwälle, Grundschrwellen, Sohlenschrwellen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 19712:1997-11, (1997): DIN 19712 - Flussdeiche. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 19712:2013-01, (2013): DIN 19712 - Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN EN ISO 10318, (2006): DIN EN ISO 10318 - Geokunststoffe. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- dpa, (2013): Hochwasser: Versenkte Schiffe schließen Elbdeich. In: Zeit Online (2013), S. <http://www.zeit.de/gesellschaft/zeitgeschehen/2013-06/hochwasser-fischbeck-deichbruch-schiffe-aufraeumarbeiten>
- DVWK, (1986): Merkblatt 210/1986 - Flußdeiche. DVWK Merkblatt. Bd. 210/1986. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin. – ISBN 3-490-31097-7
- DVWK, (1989): Merkblatt 209/1989 - Wahl des Bemessungshochwassers. DVWK Merkblatt. Bd. 209/1989. 1. Aufl. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin. – ISBN 3-939057-78-9

- 
- DVWK, (1992): Merkblatt 221/1992 - Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. DVWK Merkblatt. Bd. 221/1992. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin. – ISBN 3-490-32197-9
- DVWK, (1997): Merkblatt 247/1997 - Bisam, Biber, Nutria - Erkennungsmerkmale und Lebensweisen, Gestaltung und Sicherung gefährdeter Ufer, Deiche und Dämme – ISBN 3-935067-93-3
- DWA, (2011): Merkblatt. 507-1: Deiche an Fließgewässern. Teil 1: Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef. – ISBN 978-3-941897-76-2
- DWA, (2012): Merkblatt M 512-1: Dichtungssysteme im Wasserbau Teil 1 Teil 1. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef. – ISBN 978-3-942964-14-2
- Engineers, U. S. A. C. of, (2004): Design and Construction of Levees. Intl Law & Taxation Publ URL: <http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/em1110-2-1913/basdoc.pdf>. (Stand: 05.05.2010) – ISBN 1-4102-1760-4
- FGSV, (2004): Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemittel, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (2004)
- FGSV, (2009): ZTV E-StB 09 - Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen - Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (2009)
- Finnern, H., Grottenthaler, W., Kühn, D., (2005): Bodenkundliche Kartieranleitung:.. Ad-hoc-ARBEITSGRUPPE BODEN der Geologischen Landesämter und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe der Bundesrepublik Deutschland. 5., verb. u. erw. A. Aufl. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung – ISBN 3-510-95920-5
- Florineth, F., (2004): Pflanzen statt Beton: Handbuch zur Ingenieurbilogie und Vegetationstechnik. 1. Aufl. Patzer – ISBN 3-87617-107-5
- Garcia, S. H., (2007): Reinforced grass on inner dike slopes, TU Delft Library (2007)
- Gee, D. M., (2009): Comparison of Dam Breach Parameter Estimators. In: ASCE Conference Proceedings Bd. 342 (2009), Nr. 41036, S. 339 bis 339
- Goris, A., (2008): Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Mit 1 CD-ROM. 18. Aufl. Werner, Neuwied – ISBN 3-8041-5236-8
- Haselsteiner, R., (2003): Deichsanierungsarbeiten - Anerkannte Regeln der Technik und Stand der Technik. In: , 5. JuWi-Treffen. Dresden, 2003
- Haselsteiner, R., (2007): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. In: Mitteilungsheft Nr. 111. Bd. 111. München : Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, 2007
- Haselsteiner, R., Mett, M., Strobl, T., (2007): Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen. In: 5. Geokunststoff-Kolloquium der Naue Fasertechnik Unternehmensgruppe. Bad Lauterberg, 2007
- Haselsteiner, R., Strobl, T., Mett, M., (2007): Verwendung von Geokunststoffen zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Deichen und die Wirkung von Innendichtungen bei Überströmung. TUM Lehrstuhl für Wasserbau (Stand: 24.03.2009)
- Heerten, G., Witte, J., Werth, K., (2004): Vom Deponiebau zum Hochwasserschutz: Deichertüchtigung mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen als mineralische Dichtung von der Rolle. In: Hochwasserschutz und Katastrophenmanagement. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2004
-

- 
- Hewlett, H. W. M., (1987): Design of Reinforced Grass Waterways. Ciria Report. Construction Industry Research & Information Association – ISBN 0-86017-285-6
- Hofmanns, G., Akkerman, G. J., Verheij, H., van Hoven, A., van der Meer, J., (2008): The erodibility of grassed inner dikes slopes against wave overtopping. In: Tagungsband ICCE. Hamburg, 2008
- Husicka, A., (2003): Vegetation, Ökologie und Erosionsfestigkeit von Grasnarben auf Flussdeichen am Beispiel der Rheindeiche in Nordrhein-Westfalen. 1. Aufl. Borntraeger – ISBN 3-443-64292-6
- HWG, (2010): Hessisches Wassergesetz (HWG), Hessische Landesregierung (2010)
- ILH, (2010): International Levee Handbook - Scoping Report, London.
- Jirka, G. H., (2007): Einführung in die Hydromechanik. 3. Aufl. Kit Scientific Publishing URL: <http://digbib.ubka.uni-karlsruhe.de/volltexte/1000007165>. – ISBN 3-86644-158-4
- Jirka, G. H., Lang, C., (2009): Einführung in die Gerinnehydraulik. KIT Scientific Publishing URL: <http://digbib.ubka.uni-karlsruhe.de/volltexte/documents/844294>. (Stand: 30.09.2012) – ISBN 978-3-86644-363-1
- Katzenbach, R., Werner, A., (2007): Erhöhung der Standsicherheit von Deichen und Dämmen durch Bewuchs. In: Bewertung und Sicherheit von Ingenieurbauwerken in der Natur, 1. Departmentkongress Bautechnik und Naturgefahren. Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 2007
- Kern, K., (1995): Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung: geomorphologische Entwicklung von Fließgewässern. 1. Aufl., überarb. u. korr. Nachdr. Aufl. Springer, Berlin. – ISBN 978-3-540-57538-2
- Kolymbas, D., (2008): Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. 2. Aufl. Springer, Berlin – ISBN 3-540-68965-6
- Kouwen, N., (1992): Modern Approach to Design of Grassed Channels. In: Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Journal of Irrigation and Drainage Engineering. Bd. 5 (1992), Nr. 118, S. 10
- Kramer, J., (1996): Kein Deich. Kein Land. Kein Leben. Geschichte des Küstenschutzes an der Nordsee. Gerhard Rautenberg, Leer. – ISBN 978-3-7921-0414-9
- Kubetzek, T., (2010): Versuche zur Überströmung geotextilbewehrter Deiche. In: Institut für Wasserbau Universität: Mitteilungen, Institutsmitteilungshefte - Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung. Bd. 193. Stuttgart : Stuttgart : Universität Stuttgart Inst. f. Wasserbau, 2010 – ISBN 978-3-933761-97-2
- Kubetzek, T., Zanke, U., Saenger, N., (2009): Standsicherheit von Flußdeichen bei langeinstauenden Hochwassern und Deichüberströmung. In: 1. Darmstädter Ingenieurkongress - Bau und Umwelt ; Tagungsband : Darmstadt, 2009 – ISBN 978-3-941799-00-4
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, (2000): Wirksamkeit von Hochwasservorsorge und Hochwasserschutzmaßnahmen. Oberirdische Gewässer und Küstenschutz. 1. Aufl. Kulturbuch, Schwerin. URL: <http://www.lawa.de/pub/kostenlos/hwnw/hwschutz.pdf>.
- Landesregierung Niedersachsen, (2004): Niedersächsisches Deichgesetz (NDG). NDG, 2820004.
- Lebensministerium, (2006): Freibord - Überstömstrecken. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft; Sektion Wasser, Wien. URL: [http://www.google.de/url?sa=t&source=web&cd=1&ved=0CBkQhgIwAA&url=http%3A%2F%2Fwww.wassernet.at%2Ffilemanager%2Fdownload%2F28342%2F&ei=LnaATdenFJDRsgak8eD4Bg&usg=AFQjCNFG0uAVDATED4oasIQ\\_LM509SSi8g](http://www.google.de/url?sa=t&source=web&cd=1&ved=0CBkQhgIwAA&url=http%3A%2F%2Fwww.wassernet.at%2Ffilemanager%2Fdownload%2F28342%2F&ei=LnaATdenFJDRsgak8eD4Bg&usg=AFQjCNFG0uAVDATED4oasIQ_LM509SSi8g). (Stand: 16.03.2011)

- Lebensministerium, (2007): Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme). Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft; Sektion Wasser, Wien.
- LfU, (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie. Bd. 90. 1. Aufl. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe. – ISBN ISSN 1436-7882
- LfU, (2005a): Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), Karlsruhe. – ISBN 3-88251-288-1
- LfU, (2005b): Flussdeiche. Überwachung und Verteidigung. Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie. Bd. 98. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), Karlsruhe. – ISBN 3-88251-300-4
- LfU, (2013): Klimaänderungsfaktoren für Flussgebiete Baden-Württembergs. URL [http://www.themenpark-umwelt.baden-wuerttemberg.de/servlet/is/29287/?viewMode=popupView&TB\\_iframe=true&height=750&width=750](http://www.themenpark-umwelt.baden-wuerttemberg.de/servlet/is/29287/?viewMode=popupView&TB_iframe=true&height=750&width=750). - Stand: 07.01.2014
- Lindenberg, J., Van, M. A., Koelewijn, A. R., Zwanenburg, C., Lambert, J. W. M., van der Meer, M. T., Teunissen, P. A. A., (2002): Delft Cluster - Bergambacht Field Test, TU Delft Library (2002)
- NAO, (2007): National Audit Office: Building and Maintaining River and Coastal Flood Defences in England: Report by the Comptroller and Auditor General: HC 528, Report by the Comptroller and Auditor General, Session. Stationery Office Books – ISBN 0-10-294552-7
- Naudascher, E., (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. 2. Aufl. Springer, Wien – ISBN 3-211-82366-2
- Niemeyer, M., Huber, N., Briechle, S., Köngeter, J., (2005): Simulation damm- und deichbruchinduzierter Flutwellen. In: Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft Bd. 57 (2005), Nr. 1, S. 26 bis 32
- NLWKN, (2007): Generalplan Küstenschutz. In: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/ Bremen -Festland-, Küstenschutz. Bd. 1. Norden : Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, 2007, S. 25 – 28
- Peter, G., (2005): Überfälle und Wehre: Grundlagen und Berechnungsbeispiele. Vieweg, Wiesbaden. – ISBN 3-528-01762-7
- Pilarczyk, K. W., (1998): Dikes And Revetments: Design, Maintenance And Safety Assessment. 1. Aufl. A. A. Balkema Publishers – ISBN 90-5410-455-4
- Polomski, J., Kuhn, N., (1998): Wurzelsysteme. Birmsdorf, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Bern, Stuttgart, Wien; von Haupt Verlag – ISBN 3-258-05902-0
- RP Darmstadt, (2005): Hochwassergefahrenkarten Hessen, Darmstadt. URL: [http://www.rp-darmstadt.hessen.de/irj/RPDA\\_Internet?cid=afe8747f79b29d3ef93cfd462cec804b](http://www.rp-darmstadt.hessen.de/irj/RPDA_Internet?cid=afe8747f79b29d3ef93cfd462cec804b).
- RP Darmstadt, (2006): Instruktionen zur Deichverteidigung. 1. Aufl. Selbstverlag, Layout- und Druckzentrum URL: [http://www.hessen.de/irj/servlet/prt/portal/prtroot/slimp.CMReader/HMdl\\_15/RPDA\\_Internet/med/f9e/f9e6bbc2-180b-c01a-7c5a-bbf5aa60dfac,22222222-2222-2222-2222-222222222222,true](http://www.hessen.de/irj/servlet/prt/portal/prtroot/slimp.CMReader/HMdl_15/RPDA_Internet/med/f9e/f9e6bbc2-180b-c01a-7c5a-bbf5aa60dfac,22222222-2222-2222-2222-222222222222,true). (Stand: 04.05.2010)
- RP Darmstadt, (2012a): Hochwasserschutz durch Deiche. 1. Aufl. Selbstverlag, Layout- und Druckzentrum URL: [http://www.rp-darmstadt.hessen.de/irj/servlet/prt/portal/prtroot/slimp.CMReader/HMdl\\_15/RPDA\\_Internet/med/84b/84b40ff2-f10a-d411-1010-4397ccf4e69f,22222222-2222-2222-2222-222222222222](http://www.rp-darmstadt.hessen.de/irj/servlet/prt/portal/prtroot/slimp.CMReader/HMdl_15/RPDA_Internet/med/84b/84b40ff2-f10a-d411-1010-4397ccf4e69f,22222222-2222-2222-2222-222222222222). (Stand: 27.05.2012)



- 
- RP Darmstadt, (2012b): Rasenmischung für Flussdeiche in Hessen, Selbstauskunft per E-Mail (2012)
- Saathoff, F., Cantré, S., (2014): The Project Dredgdikes. In: Proceedings of the South Baltic Conference on Dredged Materials in Dike Construction. Rostock : Universität Rostock, 2014 – ISBN 978-3-86009-409-9
- Schröder, R., Zanke, U. C. E., (2003): Technische Hydraulik: Kompendium für den Wasserbau. 2. Aufl. Springer, Berlin – ISBN 3-540-00060-7
- Simmer, K., (1994): Grundbau. - Teil 1: Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen. Vieweg+Teubner Verlag – ISBN 3-519-45231-6
- Stalman, V., (1980): Überströmungssicherung von Deichen. In: Wasser und Boden, Wasser und Boden. Bd. 3–1980. 1. Aufl. Hamburg und Berlin : Verlag Paul Parey, 1980, S. 109 bis 112
- Steuernagel, J., (2008): Möglichkeiten zur Optimierung von Sanierungsmaßnahmen an Flußdeichen (2008)
- TAW, (1992): Guide for the Design of River Dikes: Volume 1. Technical Advisory Committee for Flood Defence. Bd. 1. Published by the Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Gouda (NL). – ISBN 90-376-0011-5
- TAW, (1998): Fundamentals on Water Defences. Technical Advisory Committee for Flood Defence. Rijkswaterstaat (Hrsg.). Published by the Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Gouda (NL). URL: <http://www.tawinfo.nl/engels/downloads/FundamentalsWaterDefences.pdf>. (Stand: 04.05.2010)
- TAW, (1999): Grass Cover as a Dike Revetment. Technical Advisory Committee for Flood Defence. Published by the Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Gouda (NL).
- TAW, (2003): Management and Maintenance of Dikes and Banks. Technical Advisory Committee for Flood Defence. Rijkswaterstaat-DWW (Hrsg.), Gouda (NL). URL: <http://www.tawinfo.nl/engels/downloads/maintofdikes.pdf>. (Stand: 04.05.2010)
- TSO, (2000): The Stationary Office: BS 6349-1: 2000 Maritime Structures: Part 1: Code of Practice for General Criteria. Institution of Engineering and Technology – ISBN 0-580-33169-5
- Wahl, T. L., (1998): Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. Dam Safety Research Report. Dam Safety Office, Denver. URL: [http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics\\_lab/pubs/PAP/PAP-0735.pdf](http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/pubs/PAP/PAP-0735.pdf). (Stand: 25.06.2009)
- Weißmann, R., Richwien, W., (2003): Bodenmechanische Prozesse beim Wellenüberlauf über Deiche. In: Geolex, Geolex. Bd. 2.Jahrgang (2003), Nr. Heft 3, S. 5 bis 10
- Werth, K., Haselsteiner, R., Strobl, T., Georg, H., (2007): Deichquerschnitte mit integrierten Geokunststoffen. In: Sicherheit und Risiko wasserbaulicher Anlagen, Mitteilungen Lehrstuhl u. Inst. f. Wasserbau u. Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 148. Bd. 37. IWASA : Intern. Wasserbau-Symposium. Aachen : Lehrstuhl u. Inst. f. Wasserbau u. Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2007 – ISBN 978-3-8322-6665-3
- Westrich, B., Siebel, R., Zweschper, B., Vermeer, P. A., (2003): Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrrämen. Baden-Württemberg Programm Lebensgrundlage Umwelt und ihre Sicherheit (BWPLUS). Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Wieseman, J.-U., (2009): Zum Sedimenttransport auf quergeneigter Sohle. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt. TU Darmstadt, Dar. – ISBN 3-936146-27-6
- WSA Regensburg, (2013): Wasserstands-Grafik Deggendorf/Donau (Mai/Juni 2013). URL [http://www.hnd.bayern.de/pegel/wasserstand/pegel\\_wasserstand.php?wertart=W&pgnr=1008100](http://www.hnd.bayern.de/pegel/wasserstand/pegel_wasserstand.php?wertart=W&pgnr=1008100)

---

4&standalone=&addhr=hr\_ms&vhs\_org=&ohne\_abw=false&schalt=&days=30. - Stand:  
25.06.2013. - Elektronischer Wasserstraßen-Informationsdienst

Zanke, U. C. E., (2002): Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer. Parey, Berlin [u.a.]. – ISBN 3-8263-3403-5

Zilch, K., Diederichs, C. J., Katzenbach, R., (2001): Handbuch für Bauingenieure: Technik, Organisation und Wirtschaftlichkeit - Fachwissen in einer Hand. 1. Aufl. Springer, Berlin – ISBN 3-540-65760-6

Zwach, W., Kutzner, A., (2003): Hochwasserschutz in Hessen - Sofortprogramm Deichsicherheit (SDS). In: Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis. Siegen : Universität Siegen Fachbereich 3, 2003 – ISBN 3-936533-09-1, S. 423 – 441

Zweschper, B., (2003): Überströmbare Erddämme durch Bodenstabilisierung. In: BW-PLUS Forschungstransfer Informationsveranstaltung - Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche, Beitragsband zur Fachtagung am 11. November 2003 an der Fachhochschule für Technik in Stuttgart. Stuttgart : Landesanstalt für Umweltschutz Baden- Württemberg, 2003, S. 97

---

---

---

## Anhang

---

|           |   |     |
|-----------|---|-----|
| Anhang 01 | Benennung der Deiche in Abhängigkeit von der Lage zu Gewässer und Gelände             | 117 |
| Anhang 02 | Städte mit mehr als 100.000 Einwohnern entlang des Rheins                             | 118 |
| Anhang 03 | Bestandteile eines Deichbuchs gemäß der Vorgaben der Landesregierung in Niedersachsen | 119 |
| Anhang 04 | Überströmungsgeschwindigkeit und Froudezahl am Versuchsdeich                          | 119 |
| Anhang 05 | Gesamtliste - Hydraulische Belastung auf einer überströmten Bentonitmatte             | 120 |
| Anhang 06 | Vernagelungsraster an den Halbmodellen der Rinnenversuche                             | 120 |
| Anhang 07 | Lage der Messpunkte am Holz-Halbmodell und die gemessenen Überströmungshöhen          | 121 |
| Anhang 08 | Sieblinien des Materials am Halbmodell und Scherfestigkeit des Kernmaterials          | 122 |
| Anhang 09 | Sieblinie des eingebauten Wühltierschutzes  | 124 |
| Anhang 10 | Rasenmischung zur Ansaat auf den hessischen Flussdeichen                              | 124 |
| Anhang 11 | Vernagelungsraster am Versuchsdeich   | 125 |
| Anhang 12 | Produktdatenblätter Geokunststoffe  | 126 |
| Anhang 13 | Zusammenhang zwischen Überströmungshöhe und Abfluss am Versuchsdeich                  | 129 |
| Anhang 14 | Zusammenhang Lufteintrag/Schubspannung am Versuchsdeich                               | 129 |
| Anhang 15 | Verankerung von Wurzeln in den Geokunststoffen  | 130 |

## Anhang 01 Benennung der Deiche in Abhängigkeit von der Lage zu Gewässer und Gelände

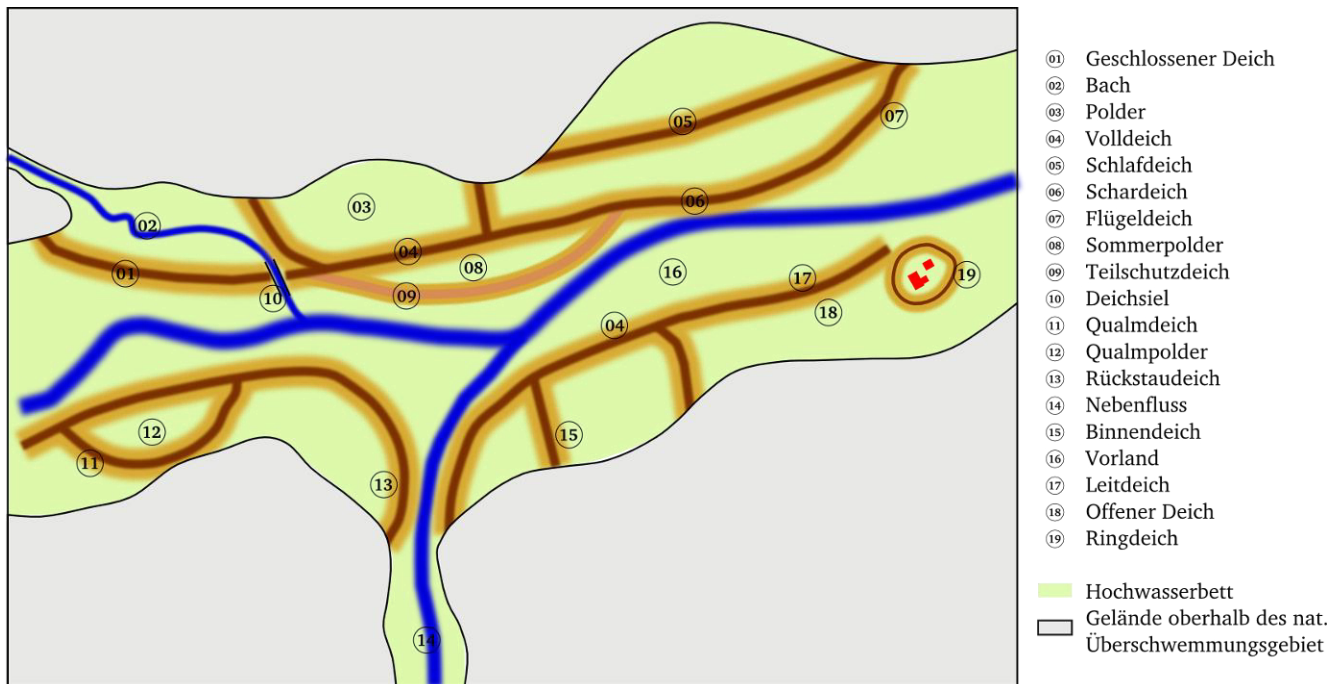


Abbildung 73: Flussdeicharten nach DIN 19712 (2013)

## Anhang 02 Städte mit mehr als 100.000 Einwohnern entlang des Rheins

Tabelle 21: Städte mit mehr als 100.000 Einwohnern entlang des Rheins

| Fluss-km | Name         | Einwohner | Lage        | Flussseite                 |
|----------|--------------|-----------|-------------|----------------------------|
| 167      | Basel        | 172.091   | Oberrhein   | links (Grossbasel)         |
| 294      | Straßburg    | 271.782   | Oberrhein   | links (nicht unmittelbar)  |
| 359      | Karlsruhe    | 291.995   | Oberrhein   | rechts (nicht unmittelbar) |
| 425      | Mannheim     | 291.458   | Oberrhein   | rechts                     |
| 425      | Ludwigshafen | 158.637   | Oberrhein   | links                      |
| 499      | Mainz        | 201.002   | Oberrhein   | links                      |
| 503      | Wiesbaden    | 270.952   | Oberrhein   | rechts                     |
| 591      | Koblenz      | 107.954   | Mittelrhein | links                      |
| 655      | Bonn         | 307.530   | Niederrhein | links                      |
| 688      | Köln         | 1.013.665 | Niederrhein | links                      |
| 699      | Leverkusen   | 159.373   | Niederrhein | rechts                     |
| 740      | Neuss        | 151.070   | Niederrhein | links                      |
| 743      | Düsseldorf   | 589.649   | Niederrhein | rechts                     |
| 762      | Krefeld      | 221.864   | Niederrhein | links                      |
| 777      | Duisburg     | 487.470   | Niederrhein | rechts                     |
| 884      | Nimwegen     | 166.369   | Delta       | links (Waal)               |
| 1000     | Rotterdam    | 615.726   | Delta       | rechts (Nieuwe Maas)       |

Wikipedia / Eintragung der jeweiligen Städte & Gemeinden (Abrufdatum: 22.06.2013)  
Statistisches Bundesamt: Gemeindeverzeichnis-Sonderveröffentlichung, Gebietsstand: 31.12.2011 (Jahr)

## Anhang 03 Bestandteile eines Deichbuchs gemäß der Vorgaben der Landesregierung in Niedersachsen

„Das Deichbuch muss enthalten

1. Lageplan, Längsschnitt und Querschnitt des Deiches;
2. Angaben über:
  - Sicherungs- und Schutzwerke
  - besondere Bauwerke (§ 15)
  - Wege, die der Deichverteidigung dienen, und andere Einrichtungen der Deichverteidigung
  - Eigentum
  - genehmigte Benutzungen, die nicht nur vorübergehenden Zwecken dienen
  - Rechte aufgrund eines besonderen Rechtstitels und Verpflichtungen Dritter
  - eine zweite Deichlinie
3. Prüfungsprotokolle über die Deichabmessungen.“

(Landesregierung Niedersachsen, 2004)

## Anhang 04 Überströmungsgeschwindigkeit und Froudezahl am Versuchsdeich

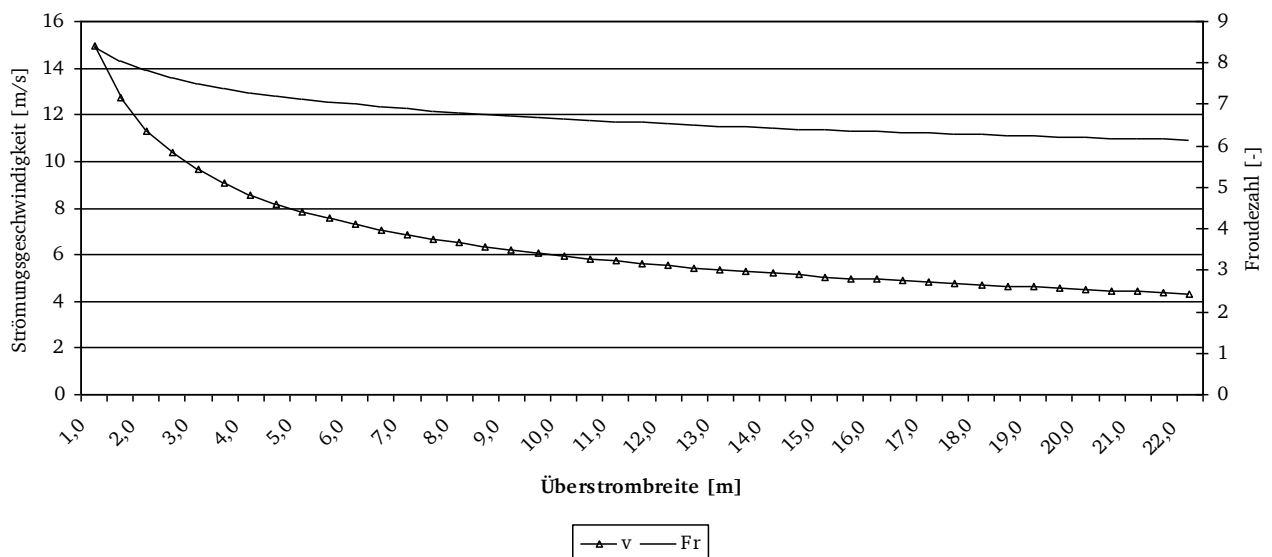


Abbildung 74: Überströmungsgeschwindigkeit und Froudezahl am Versuchsdeich



## Anhang 05 Gesamtliste - Hydraulische Belastung auf einer überströmten Bentonitmatte

Tabelle 22: Hydraulische Belastungen auf einer überströmten Bentonitmatte (Gesamtliste)

| Q     | I      | v     | Q     | I      | v     |
|-------|--------|-------|-------|--------|-------|
| [l/s] | [--]   | [m/s] | [l/s] | [--]   | [m/s] |
| 4     | 0,0028 | 0,27  | 40    | 0,0082 | 0,84  |
| 6     | 0,0032 | 0,29  | 45    | 0,0080 | 0,91  |
| 8     | 0,0039 | 0,37  | 50    | 0,0090 | 0,96  |
| 10    | 0,0036 | 0,41  | 55    | 0,0120 | 1,01  |
| 12    | 0,0034 | 0,45  | 60    | 0,0126 | 1,02  |
| 14    | 0,0033 | 0,48  | 65    | 0,0118 | 1,03  |
| 16    | 0,0077 | 0,58  | 70    | 0,0118 | 1,06  |
| 18    | 0,0068 | 0,60  | 75    | 0,0104 | 1,11  |
| 20    | 0,0069 | 0,64  | 80    | 0,0104 | 1,13  |
| 22    | 0,0091 | 0,67  | 85    | 0,0106 | 1,14  |
| 25    | 0,0079 | 0,71  | 90    | 0,0121 | 1,20  |
| 30    | 0,0085 | 0,76  | 95    | 0,0126 | 1,24  |
| 35    | 0,0079 | 0,77  | 100   | 0,0133 | 1,31  |

## Anhang 06 Vernagelungsraster an den Halbmodellen der Rinnenversuche

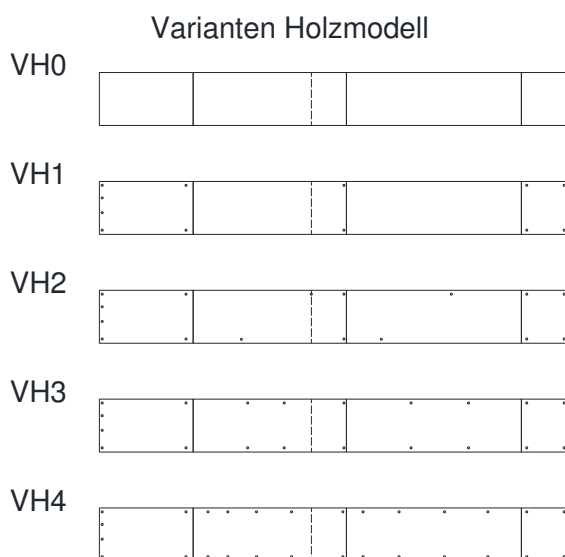
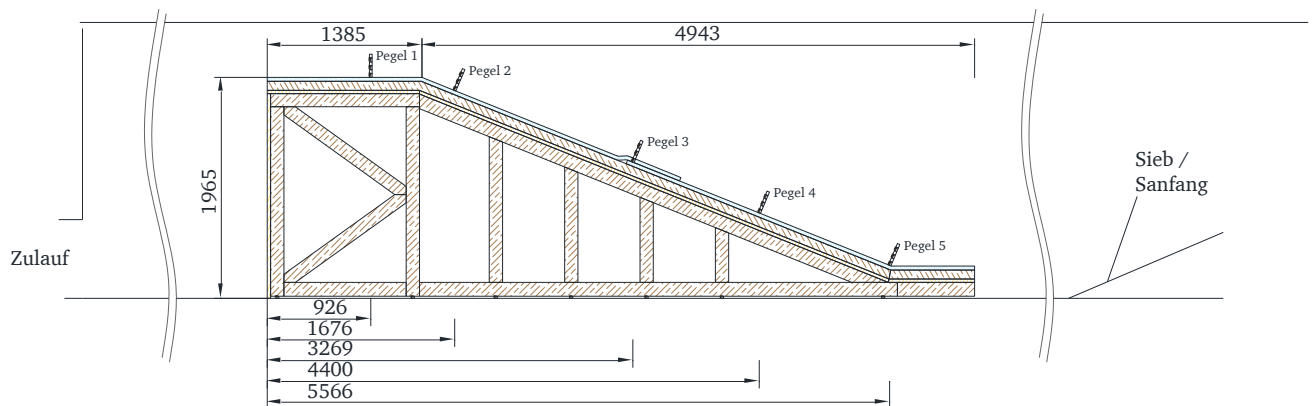


Abbildung 75: Vernagelungsraster der Versuche am Halbmodell

## Anhang 07 Lage der Messpunkte am Holz-Halbmodell und die gemessenen Überströmungshöhen



| Versuch  | Zeitpunkt <sup>*</sup><br>[min] | Pegelstad über Oberkante Deckwerk in cm |         |         |         |         |
|----------|---------------------------------|---|---------|---------|---------|---------|
|          |                                 | Pegel 1                                 | Pegel 2 | Pegel 3 | Pegel 4 | Pegel 5 |
| HH_GV_01 | 3 <sup>**</sup>                 | ***                                     | ***     | ***     | ***     | ***     |
| HH_EM_01 | 2 <sup>**</sup>                 | ***                                     | ***     | ***     | ***     | ***     |
| HH_BB_01 | 30                              | 5                                       | 2,5     | 1,2     | 1       | 1       |
| HH_BB_02 | 30                              | 10                                      | 5,8     | 2,8     | 2       | 1,7     |
| HH_BB_03 | 30                              | 15                                      | 10,7    | 4,8     | 3,4     | 2,5     |
| HH_BB_04 | 30                              | 20                                      | 12      | 8       | 4,8     | 3,5     |
| HH_BB_05 | 18                              | 25                                      | 16      | 9,7     | 4,5     | 2,5     |
| HH_BB_06 | 2 <sup>**</sup>                 | -                                       | -       | -       | -       | -       |
| HH_BB_07 | 30                              | 25                                      | 16,6    | 8,5     | 9       | 4,5     |
| HH_BB_08 | 30                              | 25                                      | 14,5    | 9       | 9       | 4,5     |
| HH_BB_09 | 30                              | 25                                      | 14,6    | 8,6     | 9       | 4,5     |
| HH_BB_10 | 30                              | 25                                      | 14,5    | 8,2     | 9       | 4,5     |
| HH_BB_11 | 18                              | 25                                      | 14,8    | 8,5     | 9       | 4,5     |
|          |                                 |   |         |         |         |         |

\* Angegeben wird der Zeitpunkt, zu dem letztmalig eine Messung vor dem Versuchsabbruch/dem Versagen des Deckwerks durchführbar war.

\*\* Versagen vor Messbeginn

\*\*\* Wasser dringt durch das Deckwerk in den Kiesaufbau und läuft hangparallel ohne messbaren Überstand

## Anhang 08 Sieblinien des Materials am Halbmodell und Scherfestigkeit des Kernmaterials

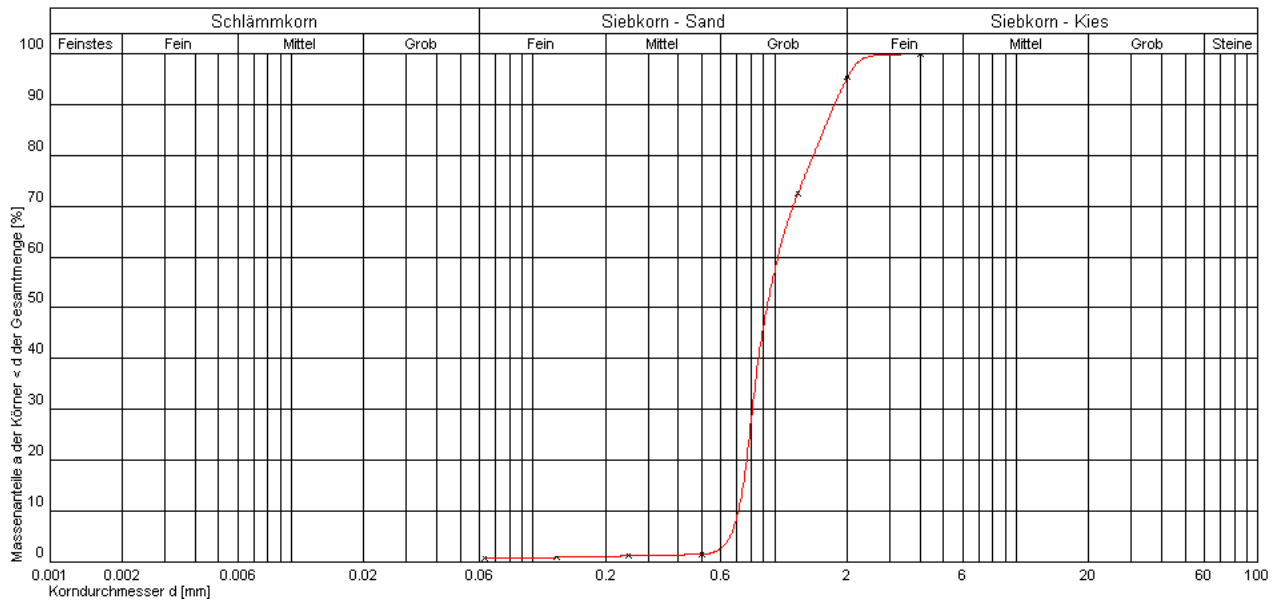


Abbildung 76: Sieblinie Kernmaterial

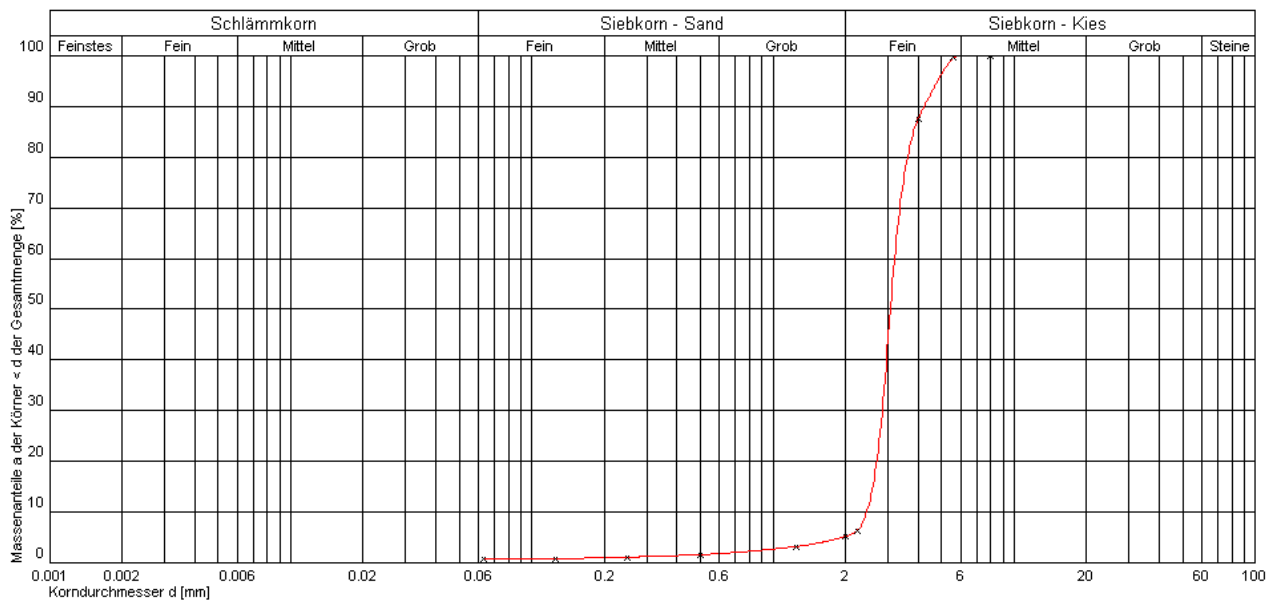


Abbildung 77: Sieblinie Deckmaterial

Bestimmung der Scherfestigkeit / Rahmenscherversuch  
Versuch DIN 18 137, Teil 3

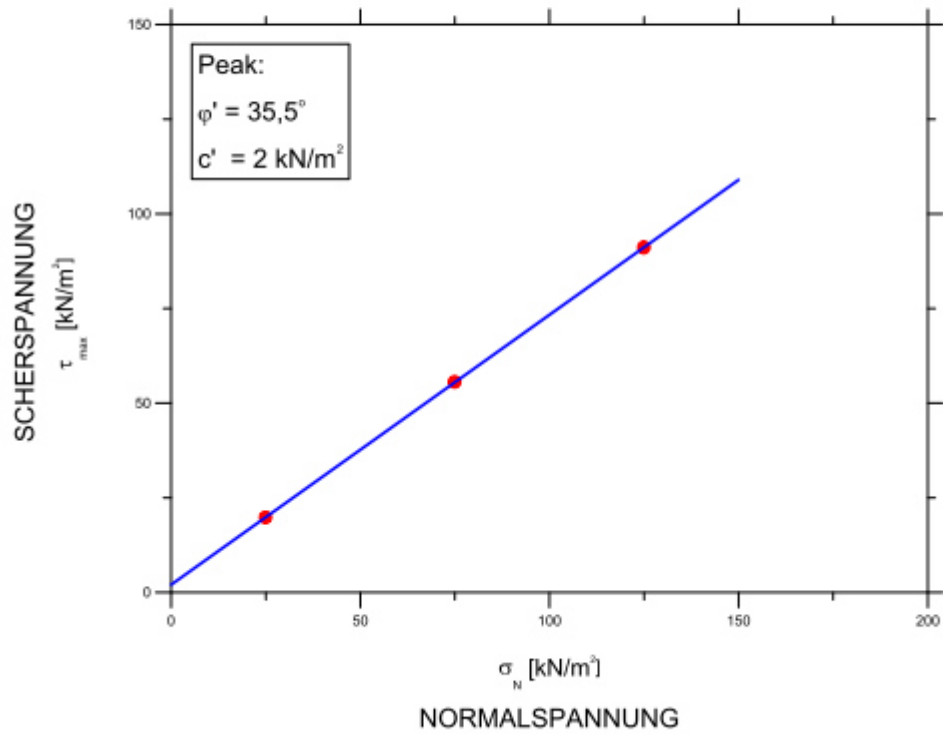


Abbildung 78: Scherfestigkeit des Kernmaterials des Halbmodells im Hallenversuch

## Anhang 09 Sieblinie des eingebauten Wühltierschutzes

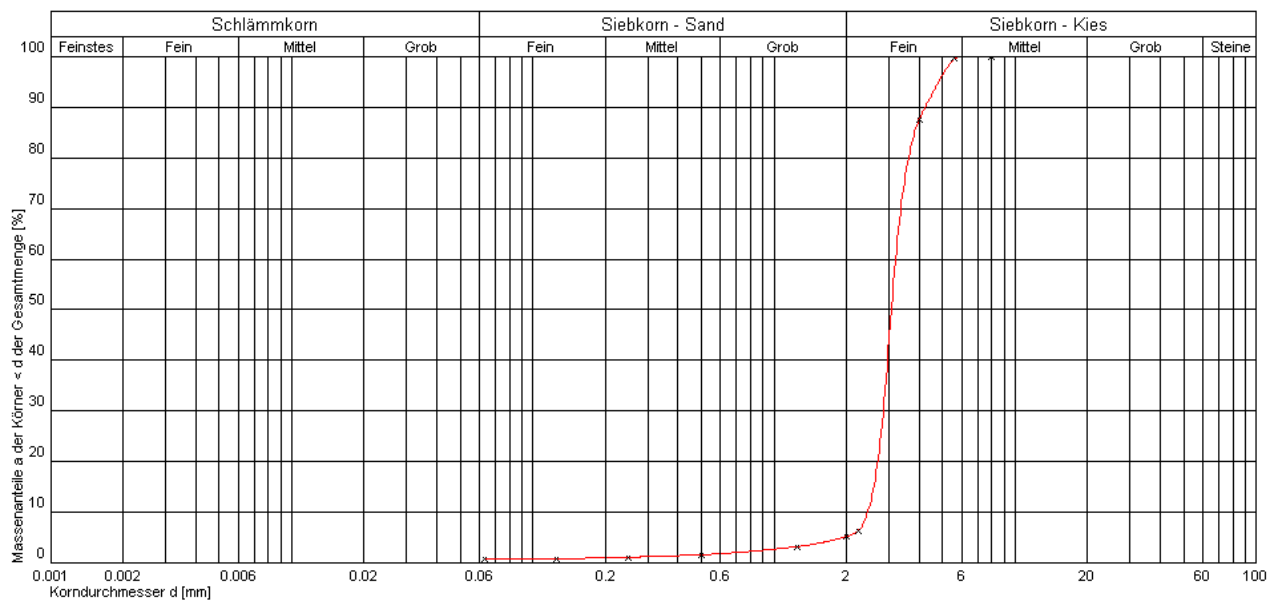


Abbildung 79: Sieblinie Wühltierschutz

## Anhang 10 Rasenmischung zur Ansaat auf den hessischen Flussdeichen

- 40 % Koeleria marcantha BARKOEL coated
- 20 % Lolium perenne BARLOW
- 20 % Festuca rubra trichophylla BARSKOL
- 20 % Festuca rubra commutata BARNICA

Eigenauskunft des RP Darmstadt. Hofmann, Martin: E-Mail vom 10.09.2012 (RP Darmstadt, 2012b)

## Anhang 11 Vernagelungsraster am Versuchsdeich

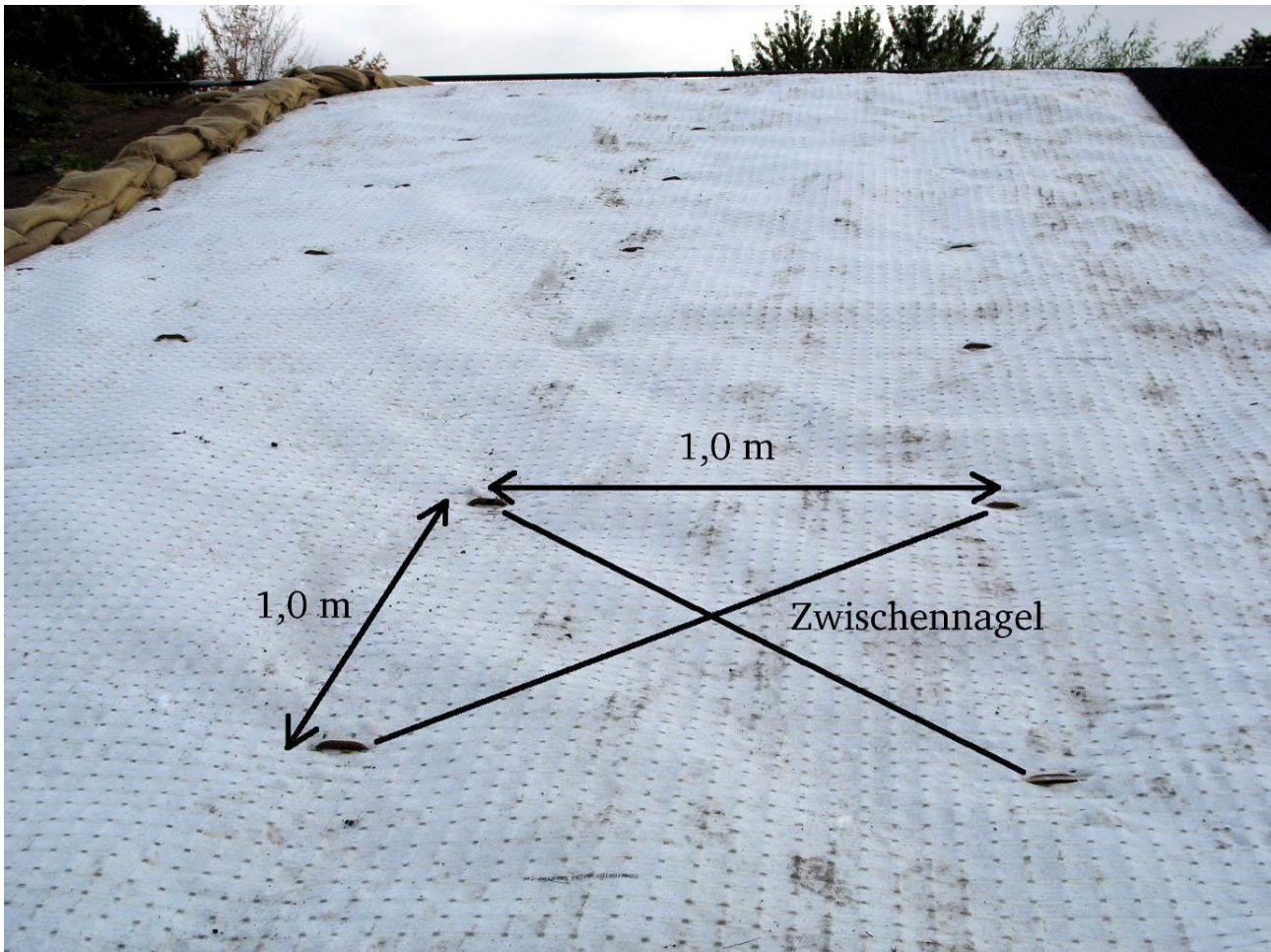


Abbildung 80: Vernagelungsraster



## Anhang 12 Produktdatenblätter Geokunststoffe

### Geogitter/Vliesstoff-Kombination

#### Combigrid® 40/40 Q1 151 GRK 3



#### Produktbeschreibung:

Kombination aus gelegtem Geogitter aus gereckten, monolithischen Polypropylen-Flachstäben (PP) mit verschweißten Knoten und mittig eingeschweißtem mechanisch verfestigtem Filtervliesstoff für den Einsatz als Bodenbewehrung im Erd-, Deponie-, Verkehrswege- und Wasserbau

| Eigenschaft                            | Prüfverfahren*   | Einheit           | 40/40 Q1<br>151 GRK 3                |
|--|------------------|-------------------|--------------------------------------|
| <b>Geogitter</b>                       |                  |                   |                                      |
| Rohstoff                               | -                | -                 | 40/40 Q1<br>Polypropylen (PP), weiß  |
| Masse pro Flächeneinheit               | DIN EN ISO 9864  | g/m <sup>2</sup>  | 240                                  |
| Höchstzugkraft, md / cmd**             | DIN EN ISO 10319 | kN/m              | ≥ 40 / ≥ 40                          |
| Dehnung bei Nennfestigkeit, md / cmd** | DIN EN ISO 10319 | %                 | ≤ 8 / ≤ 8                            |
| Zugkraft bei 2% Dehnung, md / cmd**    | DIN EN ISO 10319 | kN/m              | 16 / 16                              |
| Zugkraft bei 5% Dehnung, md / cmd**    | DIN EN ISO 10319 | kN/m              | 32 / 32                              |
| Gitteröffnung, md x cmd**              | -                | mm x mm           | ca. 31 x 31                          |
| Konstruktionsdehnung                   | -                | %                 | 0                                    |
| <b>Vliesstoff</b>                      |                  |                   |                                      |
| Rohstoff                               | -                | -                 | 151 GRK 3<br>Polypropylen (PP), weiß |
| Masse pro Flächeneinheit               | DIN EN ISO 9864  | g/m <sup>2</sup>  | 150                                  |
| Höchstzugkraft, md / cmd**             | DIN EN ISO 10319 | kN/m              | 6,0 / 10,0                           |
| Höchstzugkraftdehnung, md / cmd**      | DIN EN ISO 10319 | %                 | 50 / 30                              |
| Stempeldurchdruckkraft                 | DIN EN ISO 12236 | N                 | 1670                                 |
| Verformung bei Stempeldurchdruckkraft  | DIN EN ISO 12236 | mm                | 30                                   |
| Charakteristische Öffnungsweite        | DIN EN ISO 12956 | mm                | 0,13                                 |
| Wasserdurchlässigkeit                  | DIN EN ISO 11058 | m/s               | 1,1 x 10 <sup>-1</sup>               |
| - V <sub>150</sub> -Index              |                  |                   |                                      |
| - Durchflussrate <sub>H50</sub>        |                  | l/sm <sup>2</sup> | 110                                  |
| Detektorgeprüft                        | -                | -                 | ja                                   |
| Rollenabmessungen, Breite x Länge      | -                | m x m             | 4,75 x 100                           |

\*in Anlehnung an, \*\*md = machine direction (Produktionsrichtung), cmd = cross machine direction (quer zur Produktionsrichtung)

Die aufgeführten technischen Daten sind Richtwerte, die in unseren Labors und/oder bei Prüfinstituten erzielt wurden. Das Recht auf Produktänderungen ohne Ankündigung ist vorbehalten.

15. Januar 2008

Std Combigrid PP.XLS\_40/40 Q1 151 GRK 3\_de, Rev. 5

Abbildung 81: Produktdatenblatt Geogitter/Geovlies (Combigrid®)

## Faserarmierte geosynthetische Bentonit-/Sandmattenkombination

### Bentofix® BZ 13-B



NAUE GmbH & Co. KG  
Gewerbestraße 2  
32339 Espelkamp-Fiesbel

Telefon: 05743 41-0 - Telefax: 05743 41-240  
E-Mail: info@naue.com - Internet: www.naue.com



Die folgende Tabelle zeigt Eigenschaften von **Bentofix® BZ 13-B**, einer vollflächig über alle Komponenten kraftschlüssig vernadelten, Schubkraft übertragenden Tondichtungsbahn. Das Produkt ist eine Kombination aus Bentonit- und Sandmatte. Der Deckvliesstoff ist im Kantenbereich von 50 cm an der überstehenden Längsseite der Bentonitmatte mit Bentonit gefüllt. Der Überlappungsbereich von 30 cm ist auf der Unterseite rechts und links gekennzeichnet.

| Eigenschaft  | Prüfverfahren*                         | Einheit    | Werte                   |
|--|--|------------|-------------------------|
| <b>Decklage</b> (Polypropylen-/Polyester-Vliesstoff Terrafix® 609):                                  |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN ISO 9884                        | g/m²       | 642                     |
| <b>Sandeinlage</b> (Quarzsand):  |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN 14196                           | g/m²       | 8.000                   |
| <b>Trennlage</b> (Polypropylen-Vliesstoff):  |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN ISO 9884                        | g/m²       | 300                     |
| <b>Bentonitlage</b> (Natriumbentonitpulver):   |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN 14196 ( $\rho_{TON}$ )          | g/m²       | 5.000                   |
| Wassergehalt   | DIN 18121 / ISO 11465 (5 Std., 105 °C) | %          | ca. 10                  |
| Quellvolumen   | ASTM D 5890                            | ml/2g      | 24                      |
| <b>Trägerlage</b> (Polypropylen-Vliesstoff/Gewebekombination, Vliesstoff zum Bentonit ausgerichtet): |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN ISO 9884                        | g/m²       | 400                     |
| <b>Geosynthetische Tondichtungsbahn:</b>   |  |            |                         |
| Masse pro Flächeneinheit   | DIN EN 14196 ( $\rho_{GBL-C}$ )        | g/m²       | 14.342                  |
| Höchstzugkraft, md/cmd**   | DIN EN ISO 10319                       | kN/m       | ≥ 12,0 / ≥ 12,0         |
| Dehnung bei Bruch (Gewebe), md/cmd**   | DIN EN ISO 10319                       | %          | 8 / 4                   |
| Verbundfestigkeit  | ASTM D 6496                            | N/10 cm*** | ≥ 30                    |
|  |  | N/m        | ≥ 180                   |
| K-Wert   | DIN 18130                              | m/s (1 cm) | ≤ 5 x 10 <sup>-11</sup> |
| <b>Rollenabmessungen:</b>  |  |            |                         |
| Breite x Länge, / Durchmesser  | -                                      | m x m / m  | 4,85 x 30 / Ø 0,70      |

\* = in Anlehnung an; \*\*md = machine direction, cmd = cross machine direction; \*\*\*max. peak

Die aufgeführten technischen Daten sind Richtwerte, die in unseren Laboratorien und/oder bei Prüfinstituten erzielt wurden. Das Recht auf Produktänderungen ohne Ankündigung ist vorbehalten.

20. August 2010

N-Std Bentofix.XLS BZ 13-B, Rev. 8

Abbildung 82: Produktdatenblatt Bentonitmatte (Bentofix® BZ 13-B)

# Erosionsschutzmatte

## Secumat® ES 601 G4



**Produktbeschreibung:** Extrudierte, dreidimensionale, UV-stabilisierte Erosionsschutzmatte mit einseitig aufkaschiertem Rascheltgewebe

| Eigenschaft   | Prüfverfahren*    | Einheit   |                                   |
|---|-------------------|-----------|-----------------------------------|
| Abflussleistung q<br>- bei 2 kPa Auflast<br>- bei 200 kPa Auflast | DIN EN ISO 12958  | l/(m x s) | <b>bei i = 1,0</b><br>13,8<br>0,6 |
| <b>Erosionsschicht</b>  |                   |           |                                   |
| Rohstoff  | -                 | -         | Polypropylen (PP)                 |
| Masse pro Flächeneinheit  | DIN EN ISO 9864   | g/m²      | 600                               |
| Schichtdicke  | DIN EN ISO 9863-1 | mm        | 20                                |
| <b>Gewebe</b>   |                   |           |                                   |
| Rohstoff  | -                 | -         | Polyethylen (PE)                  |
| Masse pro Flächeneinheit  | DIN EN ISO 9864   | g/m²      | 30                                |
| Höchstzugkraft, md / cmd**  | DIN EN ISO 10319  | kN/m      | ≥ 2,0 / ≥ 0,4                     |
| Höchstzugkraftdehnung, md / cmd**                                 | DIN EN ISO 10319  | %         | ≥ 15 / ≥ 10                       |
| Rollenabmessungen, Breite   | -                 | m         | 2,00                              |

\*in Anlehnung an, \*\*md = machine direction (Produktionsrichtung), cmd = cross machine direction (quer zur Produktionsrichtung)

Die aufgeführten technischen Daten sind Richtwerte, die in unseren Labors und/oder bei Prüfinstituten erzielt wurden. Das Recht auf Produktänderungen ohne Ankündigung ist vorbehalten.

15. Januar 2008

Std Secumat.XLS ES 601 G4\_de, Rev. 5

Abbildung 83: Produktdatenblatt Erosionsschutzmatte (Secumat®)

## Anhang 13 Zusammenhang zwischen Überströmungshöhe und Abfluss am Versuchsdeich

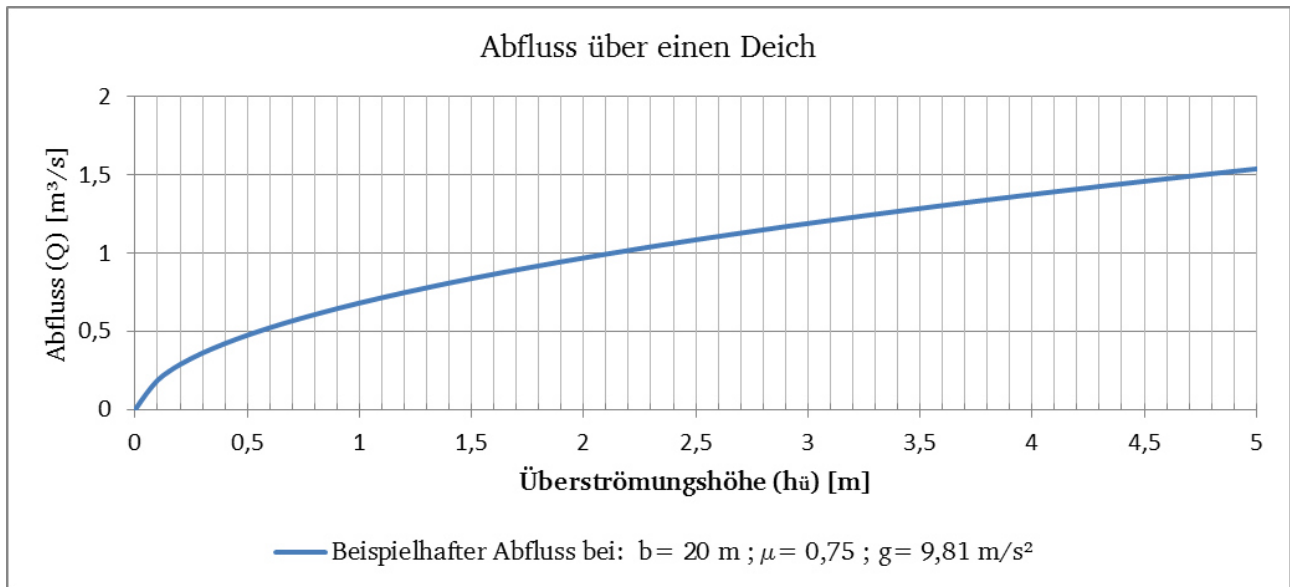


Abbildung 84: Zusammenhang zwischen Überströmungshöhe und Abfluss am überströmten Versuchsdeich

## Anhang 14 Zusammenhang Lufteintrag/Schubspannung am Versuchsdeich

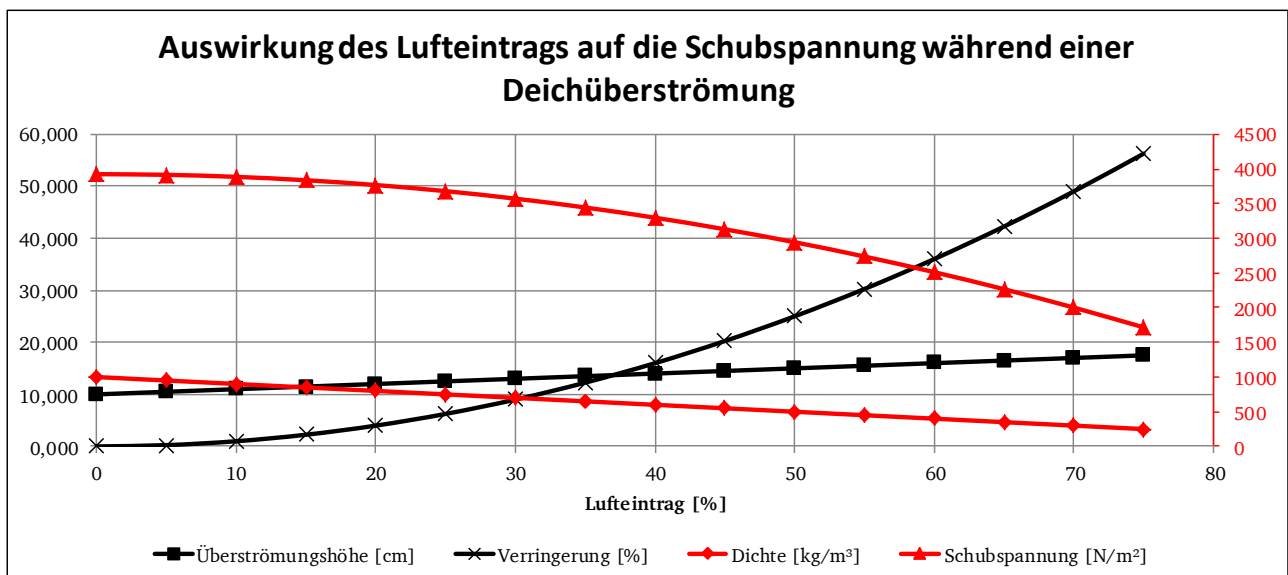


Abbildung 85: Zusammenhang Lufteintrag/Schubspannung am überströmten Versuchsdeich



## Anhang 15 Verankerung von Wurzeln in den Geokunststoffen



Abbildung 86: Verankerung tiefer Wurzeln im Wirrgele und durch die Geokunststoffe

## GESAMTVERZEICHNIS

der bisherigen „Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“

*Bestellungen beim  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

- |  |   |
|--|---|
| <b>Nr. 1/1965</b><br>H. Lacher                 | (vergriffen)<br>Über das Kriechverhalten destillierter Bitumina unter Zugrundelegung der Theorie der linearen Viskosität  |
| <b>Nr. 2/1966</b><br>J. Bock                   | Einfluß der Querschnittsform auf die Widerstandsbeiwerte offener Gerinne  |
| <b>Nr. 3/1967</b><br>P. Unger                  | (vergriffen)<br>Berechnung instationärer Abflußvorgänge in natürlichen Gerinnen unter Verwendung eines von der Gerinneform unabhängigen Rauigkeitsmaßes         |
| <b>Nr. 4/1968</b><br>W. Tiedt                  | (vergriffen)<br>Berechnung des laminaren und turbulenten Reibungswiderstandes konzentrischer und exzentrischer Ringspalte                                       |
| <b>Nr. 5/1969</b><br>R. Schröder<br>B. Scherer | Häufigkeitsanalyse hydrologischer Daten<br>Unverzerrtes Hele-Shaw-Modell für instationäre Grundwasserströmungen mit freier Oberfläche                           |
| <b>Nr. 6/1970</b><br>D. Krause                 | Einfluß der Trassierungselemente auf den Spiegelverlauf in gekrümmten Schussrinnen  |
| <b>Nr. 7/1971</b><br>W. Tiedt                  | Hydrodynamische Untersuchung des Teilfüllungsproblems, Gesetzmäßigkeiten des Abflusses in technisch rauhen Kreisgerinnen bei laminarer und turbulenter Strömung |
| <b>Nr. 8/1972</b><br>M. T. Monzavi             | Widerstandsgesetz auf statistischer Basis für extreme natürliche Rauigkeiten in Druckrohren   |
| <b>Nr. 9/1973</b><br>B. Scherer                | Die Entwicklung und Anwendung eindimensionaler Modelle der zweidimensionalen Grundwasserbewegungen in Fluß-, Graben- und Drainnähe                              |
| <b>Nr. 10/1973</b><br>diverse Autoren          | (vergriffen)<br>Sammlung von Kurzberichten 1965 – 1972  |



- Nr. 11/1974** (vergriffen)  
 E. Zäschke Widerstandsmindernde Wirkung hochmolekularer Zusätze beim Transport Newtonscher Flüssigkeiten in geschlossenen Leitungen  
 R. Schröder u. Über das hydraulische Widerstandsverhalten von Beton- und Stahlbeton-  
 D. Knauf rohren im Übergangsbereich  
 H. Lacher Konstruktionshilfe für Strömungsnetze ebener Potentialströmungen mittels Elementarströmungen  
 H. Lacher u. Einfluß von Teilfüllungsgrad und von Wanddicke des porösen  
 M. T. Monzavi Rohrmantels auf die Ergiebigkeit von Betonfilterrohren  
 H. Lacher u. Untersuchung zur Ermittlung der Abflußleistung poröser Betonfilterrohre  
 K. J. Ueker unter natürlichen Bedingungen  
 G. Euler u. Berechnung von Hochwasserabläufen mit Näherungsverfahren und  
 A. Koussis Anwendung  
 H. Lacher Neuere Methoden der Wissensvermittlung im Fach „Hydraulik“, erläutert am Lehrbeispiel „Hydrostatik räumlich gekrümmter Oberflächen“
- Nr. 12/1974**  
 H. J. Dallwig Fließformeln und Formbeiwert - eine kritische Untersuchung üblicher  
 Berechnungsmethoden für Gerinneströmungen  
 R. Schröder Wirkung periodischer Wandwelligkeiten auf den Strömungswiderstand
- Nr. 13/1974** (vergriffen)  
 D. Belke Die statistische Analyse von Grundwasserständen mit dem Ziel der Extremwertprognose
- Nr. 14/1975** (vergriffen)  
 G. Euler Die Simulation der Niederschlagsaufteilung für Hochwasserabfluß-Modelle
- Nr. 15/1975**  
 A. Koussis Ein verbessertes Näherungsverfahren zur Berechnung von Hochwasserabläufen
- Nr. 16/1975**  
 G. Lass Berechnung von Horizontalfilterbrunnen mit beliebig angeordneten Filterrohren
- Nr. 17/1976** (vergriffen)  
 D. Knauf Die Abflußbildung in schneebedeckten Einzugsgebieten des Mittelgebirges
- Nr. 18/1977**  
 H. Bischoff Die Berechnung von Potentialfeldern mit der Randintegralmethode, dargestellt am Beispiel der ebenen Grundwasserbewegung
- Nr. 19/1977**  
 I. David Grundwasserfassungsanlagen mit Filterrohren
- Nr. 20/1977** (vergriffen)  
 Diverse Autoren Sammlung von Kurzberichten 1972 - 1977
- Nr. 21/1978**  
 O. Gieseler Einfluß der äquivalenten Sandrauhigkeit auf die Lage des Wechselsprungs bei Umlenkung eines frei fallenden runden Flüssigkeitsstrahls an einer ebenen Platte

**Nr. 22/1978**

- R. Schröder      Forschungsarbeiten des Instituts für Hydraulik und Hydrologie  
D. Belke u.      Simulation zur Nutzraumoptimierung einer Talsperre  
G. Euler u.      Ein detailliertes mathematisches Modell zur Simulation von Hochwasserwellen am Beispiel der Nidda
- R. Wackermann  
T. Brandt      Der Austausch von Oberflächen- und Grundwasser  
R. Schröder      Gestaltung von Offshore-Bauwerken für die Kühlwasserversorgung thermischer Kraftwerke
- H. Lacher u.      Zum Problem des Regenwasserabflusses auf Fahrbahnen  
F. Thiele  
W. Tiedt      Druckspüler/Spülkasten - ein Beitrag zur Hydraulik zweier Spülsysteme der Sanitärtechnik  
O. Gieseler      Hydraulische und mechanische Verfahren zur Ermittlung von Rauigkeiten

**Nr. 23/1978**

- A. Holderbaum      Hydraulische Untersuchung zur Ermittlung der Wasserfilmdicken auf berechneten Fahrbahnoberflächen

**Nr. 24/1979**

- T. Brandt      Modell zur Abflußgangliniensimulation unter besonderer Berücksichtigung des grundwasserbürtigen Abflusses

**Nr. 25/1980**

- N. Könnemann      Der wechselseitige Einfluß von Vorland und Flußbett auf das Widerstandsverhalten offener Gerinne mit gegliederten Querschnitten

**Nr. 26/1981**

- R. Wackermann      Ein Rasterverfahren mit flächenvariabler Systemfunktion zur Simulation von Hochwasserganglinien aus großen Einzugsgebieten

**Nr. 27/1981**

- A. Holderbaum      Modellversuche zum Abfluß von Niederschlagswasser auf Verwindungs-Strecken

**Nr. 28/1982**

- H. J. Dallwig      Zur Leistungsfähigkeit von Kelchüberfällen

**Nr. 29/1982**

- R. Schröder      In memoriam Hannes Lacher - Geleitwort  
H. Lacher      Über die viskoelastischen Eigenschaften von destilliertem Bitumen  
H. Lacher u.      Experimentelle Erfahrungen mit Filterrohren als Grundlage ihrer hydraulischen Bemessung  
R. Schröder  
H. Lacher      Grundwasserabfluß mit freier Oberfläche, Auszug aus dem Textbuch zur Technischen Hydraulik
- H. Lacher      Anwendung der Randintegralmethode zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von teilgefüllten Rohren  
B. Söhngen  
H. Bischoff  
H. Lacher      Verallgemeinertes Berechnungsverfahren nach Dupuit-Forchheimer für Grundwasserleiter beliebig hoher Durchlässigkeit
- H. Lacher      Anwendung der Feldintegralmethode zur Berechnung der Durchströmung von Steinschüttedämmen  
H. Bischoff  
B. Söhngen  
F. Zior u.      Ein neues Meßverfahren für die Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Kanalwandungen  
H. Lacher  
H. Gerdes u.      Die Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln der ebenen Potentialtheorie  
H. Lacher  
F. Zior u.      Entwicklung einer konduktometrischen Sonde zur Messung von

Fortsetzung Nr. 29/1982

- |  |   |
|--|---|
| H. Lacher                                  | Wasserfilmdicken auf Fahrbahnoberflächen  |
| H. Lacher u.<br>E. Zäschke                 | Schiffahrtsbedingte Wasserdruckausbreitung in Kanalböschungen   |
| F. Thiele u.<br>H. Lacher                  | Probleme der Straßenentwässerung und neue Bemessungsmethoden  |
| B. Söhngen,<br>H. Bischoff u.<br>H. Lacher | Die Berechnung der Ergiebigkeit von Drainagesystemen in horizontal<br>ausgedehnten Grundwassersystemen                          |
| H. Lacher                                  | Zur Begründung der Konzentrationszeit aus der Sicht der Hydraulik   |
| H. Lacher                                  | Humor im Wasserbaulichen Versuchswesen: Versuchsanordnung zur<br>Bestimmung der äquivalenten Sandrauhigkeit von Steinzeugrohren |

**Nr. 30/1983**

- |                 |  |
|-----------------|--|
| Diverse Autoren | Sammlung von Kurzberichten 1978 - 1983 |
|-----------------|--|

**Nr. 31/1983**

- |           |   |
|-----------|---|
| F. Thiele | Fahrbahnlängsentwässerung im Straßengerinne und ein Entwurf für<br>zukünftige Richtlinien zur Bemessung |
|-----------|---|

**Nr. 32/1984**

- |          |  |
|----------|--|
| U. Höfer | Beginn der Sedimentbewegung bei Gewässersohlen mit Riffeln oder<br>Dünen |
|----------|--|

**Nr. 33/1985**

- |                |   |
|----------------|---|
| G. Euler       | Die Berechnung des Schmutzwasserabflusses aus Niederschlägen: |
| C. Heinzelmann | Eine vergleichende Darstellung und Wertung der Modellansätze  |
| D. Jacobi      |   |

**Nr. 34/1985**

- |           |  |
|-----------|--|
| H. Gerdes | Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln der<br>ebenen Potentialtheorie am Beispiel des Sickerstollens |
|-----------|--|

**Nr. 35/1986**

- |                 |  |
|-----------------|--|
| Diverse Autoren | Stofftransport im Wasser - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium<br>1985: Zusammenstellung der Referate |
|-----------------|--|

**Nr. 36/1986**

- |             |  |
|-------------|--|
| R. Schröder | Diskontinuierliche Abflußvorgänge in Freispiegelrinnen: Randwalzen |
| R. Schröder | Die turbulente Strömung im freien Wechselsprung: Deckwalze         |
| C. Kraus    | Walzenbildung im Kolk  |

**Nr. 37/1987**

- |                |   |
|----------------|---|
| C. Heinzelmann | Transportbeginn auf geriffelter Sohle unter dem Einfluß einer stationär |
| U. Höfer       | gleichförmigen Strömung mit überlagerter Schwallwelle                   |

**Nr. 38/1987**

- |         |  |
|---------|--|
| F. Zior | Regenwasserabfluß auf Fahrbahnoberflächen: experimentelle und<br>theoretische Untersuchungen |
|---------|--|

**Nr. 39/1987**

- |            |   |
|------------|---|
| B. Söhngen | Das Formbeiwertkonzept zur Berechnung des Fließwiderstandes in Rohren<br>und Gerinnen |
|------------|---|

**Nr. 40/1988**

Diverse Autoren Lösungsansätze zu aktuellen Problemen im Wasserbau - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1987: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 41/1987**

G. J. Weiß Abfluß- und Wasserstandssteuerung in offenen Gerinnen mit Hilfe selbstregulierender Schwimmkörper

**Nr. 42/1989**

H. Zaiß Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluß-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit Niederschlag-Abfluß-Modellen

**Nr. 43/1990**

Diverse Autoren Hydraulik und Hydrologie im Stadtbauwesen - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1989: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 44/1990**

H. Wegner Steuerung für kleine Hochwasserschutzräume

**Nr. 45/1991**

U. Drechsel Repräsentanz und Übertragbarkeit von Niederschlagsersatz-belastungen zur Durchführung von Schmutzfrachtberechnungen

**Nr. 46/1991**

J. Lang Analyse und Simulation des Feuchtekontinuums auf Straßenoberflächen

**Nr. 47/1992**

G. J. Weiß Sohlenbeanspruchung und Sedimenttransport unter Einzelwellen

**Nr. 48/1992**

C. Heinzelmann Hydraulische Untersuchung über den Einfluß benthischer Diatomeenfilme auf Strömungswiderstand und Transportbeginn ebener Sandsohlen

**Nr. 49/1993**

J. Kühlborn Wachstum und Wanderung von Sedimentriffeln

**Nr. 50/1995**

M. Schuster Transportkritische Schubspannungen bei verschiedenen Sohlenzuständen, insbesondere unter Einzelwellenbelastung bei stationärer Grundströmung

**Nr. 51/1993**

(vergriffen)

Diverse Autoren Dezentraler Hochwasserrückhalt - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1992: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 52/1994**

N. Engel Hydrologische Simulation der Abflußtransformation in Kanalisationsnetzen

**Nr. 53/1995**

Diverse Autoren Die modellgestützte Bewirtschaftung intensiv genutzter Einzugsgebiete - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1994: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 54/1996**

S. Wallisch Ein mathematisches Modell zur Berechnung der hydromechanischen Beanspruchung von Riffelsohlen

**GESAMTVERZEICHNIS (ISSN 0340-4005)**  
der bisherigen Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt  
(teilweise Kurztitel)

*Bestellungen beim  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt  
Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft*

- Heft 1/März 66** (vergriffen)  
Bassler, F. Vorwort des Herausgebers  
Linder, R. Hochwasserentlastung von Staustufen durch Schiffsschleusen  
Bassler, F. Beginnt die Epoche der Gezeitenkraftwerke?  
Elshazli, S. Die Bedeutung der Wasserkraft für die ägyptische Wirtschaft
- Heft 2/Juli 67** (vergriffen)  
Uhlig, D. Probleme des landwirtschaftlichen Wasserbaus in Lybien  
Bassler, F. Eindrücke vom ICID-Kongreß in Indien  
Sauer, H.-D. Zentral messendes Wasserstands-Registriergerät für Modelle mit instationärer Strömung  
Bassler, F. Die Nutzung von Meerwasser in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 3/Dez. 68** (vergriffen)  
Müller, J. Weltregister der Pumpspeicherkraftwerke  
Bassler, F. Wasserwirtschaftliche Sonderaufgaben in Entwicklungsländern  
Bayer, E. Die Versuchseinrichtungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Mäder, Ch. Die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Bassler, F. Scheme for Qattara Depression/Egypt
- Heft 4/Aug. 69**  
Bayer, E. Gestaltung der Rampenbauwerke für Flussfähren
- Heft 5/Nov. 69**  
Sauer, H.-D. Industrierwasserentnahme aus schwebstoffreichen Flüssen
- Heft 6/Okt. 70**  
Schröder, W. Ausbaugefällebemessung alluvialer Bachstrecken nach dem Sandtransportvermögen
- Heft 7/Feb. 71**  
Müller, J. Auswirkungen eines Unterbeckens für Pumpspeicherung auf die Wasserwirtschaft  
Bassler, F. Nuklearausbruch und Pumpspeicherung als Kostenfaktoren der Wasserkraftanlage in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 8/Juli 71**  
Bassler, F. 10 Jahre Lehre und Forschung in Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Hochschule Darmstadt  
Mäder, Ch. Modellversuche zur Umgestaltung des Mains bei Aschaffenburg  
Schmidtke, R. Projektstudie zur Regelung des Rio Mantaro in der Hochebene von Huancayo/Peru  
Schröder, W. Projektstudie zur Ufersicherung am Amazonas bei Iquitos/Peru  
Sulser, P. Gedanken zu den Exkursionen eines Wasserbaulehrstuhls

**Fortsetzung Heft 8/Juli 71**

- Täubert, U. Modellversuche für Hochwasserentlastungsanlage Staudamm Poza Honda/Ecuador  
Uhlig, D. Das Bewässerungsprojekt Al Hassa/Saudi Arabien  
Bassler, F. Studieneinführung Bauingenieurwesen, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft

**Heft 9/Nov. 71**

- Mäder, Ch. Strömungen durch Luftblasenschleier in stehenden und fließenden Gewässern

**Heft 10/Aug. 72**

- Schmidtke, R. Ein Kostenzurechnungsmodell für wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte

**Heft 11/Dez. 73**

- (vergriffen)  
Sulser, P. Berührungslose Wasserstandsmessung mittels kontinuierlicher Kondensatorumladung  
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1900 bis 1960  
Bassler, F. Solar Depression Power Plant of Qattara/Egypt  
Täubert, U. Der Abfluß in Schußbrinnenversuchen  
Bassler, F. Pumpspeicherkraftwerke an schiffbaren Wasserstraßen u. a.

**Heft 12/Apr. 74**

- Täubert, U. Wasserwirtschaftliche Systemanalyse des Wärmehaushalts von Flüssen

**Heft 13/Dez. 75**

- (vergriffen)  
Bassler, F. Neue Vorschläge für die Entwicklung der Kattara-Senke/Ägypten  
Bassler, F. New Proposals to Develop Qattara Depression/Egypt  
Börner, R. Moorentwässerung in Finnland  
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1961 bis 1965  
Gräb, E. Konstruktion und Umbau einer Kipprinne  
Sulser, P. Die Wasserbau-Exkursionen des Instituts in den Jahren 1970 bis 1975, Forschungsvorhaben und Veröffentlichungen 1970 bis 1975

**Heft 14/März 77**

- Kriesel, E. Wasserwirtschaftliche Aspekte thermischer Energiequellen

**Heft 15/Mai 77**

- Börner, R. Einsatzmöglichkeiten der Mehrzweckpumpspeicherung in Entwicklungsländern

**Heft 16/Juli 77**

- (vergriffen)  
Franzius, V. Der Sickerwasserabfluß aus Mülldeponien - Ein mathematisches Modell

**Heft 17/ Aug. 77**

- (vergriffen)  
Tönsmann, F. Verringerung des Feststoffbetriebs in Entnahmebauwerken an Bächen

**Heft 18/Dez. 77**

- (vergriffen)  
Bassler, F. Die Energiequellen Fluss- und Meerwasser  
Bassler, F. Speisung der Schifffahrtskanäle mit Scheitelhaltung  
u.a.  
Bassler, F. 100 Jahre Bauingenieurwesen Arab Republic of Egypt : Qattara Depression  
Bassler, F. Tätigkeiten als Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft

**Heft 19/Dez. 78**

- Sulser, P. Drucklufteinleitung in Flüsse zur Steuerung des Geschiebetransports



- Heft 20/Juni 79** (vergriffen)  
Friedrich Bassler 70 Jahre/Ansprache und Aufsätze zu seiner Emeritierung
- Heft 21/März 81**  
Döring, M. Einflüsse der Wassernutzung thermischer Kraftwerke auf Gewässer
- Heft 22/Aug. 83**  
Albert, W. Solarteich - Kollektor und Wärmespeicher  
Gonsowski, P. Bodenluftkompression bei Wasserinfiltration  
Gonsowski, P. Selbstdichtung von Fließgewässern  
Kaiser, W. Modellversuch HW-Entlastung Sösetalsperre  
Wieland, H.  
Krier, H. Erfahrungen bei Beregnungsanlagen im Hessischen Ried  
Krier, H. Erosionsbeginn bei kohäsiver Wasserlaufsohle  
Wieland, H. Modellversuch zur Hochwasser-Entlastung der Kulmke-Sperre/Harz
- Heft 23/Sep. 84** (vergriffen)  
Kaiser, W. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit durchströmten Ufergehölzzonen
- Heft 24/Febr. 85** (vergriffen)  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1984 „Hochwasser am Oberrhein“
- Heft 25/Aug. 87**  
Wieland, H. Hydraulische Bemessung von Tosbecken für Überfallstrahlen und der Druckbelastung der Sohle
- Heft 26/Febr. 87** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1986 „Planungsansätze Ökologie - Wasserwirtschaft, so nicht! - wie dann?“
- Heft 27/Juli 87**  
Krier, H. Zum Langzeiterosionsverhalten kohäsiver Fließgewässersohlen
- Heft 28/Sep. 87**  
Gonsowski, P. Der Einfluß der Bodenluftkompression auf die vertikale Infiltration von Wasser in Sanden
- Heft 29/Dez. 89** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1988 `Fließgewässer – Stillgewässer
- Heft 30/Dez.89** (vergriffen)  
Albert, W. Die Gebietsverdunstung von Waldstandorten aus der Simulation von Grundwasserganglinien mit klimatischem Bodenwasserhaushaltsmodell
- Heft 31/Febr. 90**  
Weiß, J. Berücksichtigung der Hysterese der Wasserspannung bei der Berechnung der vertikalen Wasserbewegung in natürlichen Sandböden
- Heft 32/März 90** Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock
- Heft 33/Aug. 90**  
Theune, Ch. Hydrological and Economical Aspects of Agronomically Productive Percolation Systems
- Heft 34/Dez. 90** (vergriffen)  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1990  
Umweltverträglichkeitsprüfung in der Wasserwirtschaft

- Heft 35/Nov. 91** (vergriffen)  
Nuding, A. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit Ufergebüsch - Entwicklung eines Fließgesetzes für Fließgewässer mit und ohne Gehölzufer, unter besonderer Berücksichtigung von Ufergebüsch
- Heft 36/Dez. 91** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1991 „Boden- und Grundwasserschutz - anwendungsorientierte Forschung und Verfahren“
- Heft 37/März 92**  
Zimmermann, E. Phänomenologische Untersuchungen bei der Erosion einer kohäsiven Sohle
- Heft 38/Dez. 93** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1993 `Ökologisch orientierte Gewässersanierung und –pflege
- Heft 39/Dez. 93**  
Ruiz Bodenluftströmung in teilgesättigten Böden  
Rodriguez, E.
- Heft 40/Dez. 95** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1995 „Hochwassergefahren am Oberrhein“ und Fachseminar „Abflußabhängigkeit der morphologischen und biologischen Verhältnisse von Fließgewässern bei Niedrigwasser“
- Heft 41/Juli 99**  
von der Hude Die Kapillarsperre als Oberflächenabdichtungssystem von Deponien und Altlasten - Rinnenversuche und Bemessungsregeln

Die Reihe der „Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt“ wird zusammen mit den „Technischen Berichten über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“ als **„Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt“** (ISSN 1430-3434) fortgesetzt. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

*Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft. Bestellungen beim*

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

*oder*

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64283 Darmstadt,*

- Heft 96/1996** (vergriffen)  
Träbing, K. Ökomorphologische Kenngrößen für die Strukturvielfalt von Fließgewässern
- Heft 97/1997**  
Jelinek, D. Die Kapillarsperre als Oberflächenbarriere für Deponien und Altlasten - Langzeitstudien und praktische Erfahrungen in Feldversuchen
- Heft 98/1997** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1996 `Numerische Simulationen im Wasserbau
- Heft 99/1997** Berichte zur Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Heft 100/1998**  
Kilian, T. Abflußcharakteristika und potentiell natürliche Gerinnegrundrißformen hessischer Fließgewässer
- Heft 101/1997**  
Döring, M. Die römische Wasserleitung von Pondel im Val d'Aosta/Italien. Bestandsaufnahme des Bauwerks aus dem Jahre 3 v. Chr.
- Heft 102/1998**  
Schmidt, T.R. Einfluß der Wandrauigkeitsstruktur auf die Geschwindigkeitsverteilung ausgebildeter, turbulenter Strömungen in Kreisrohren
- Heft 103/1998** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1997 „Betrieb und Steuerung von Speichern und Stauhaltungen unter sich ändernden Randbedingungen“
- Heft 104/1998**  
Bettmann, T. Dezentrale Regenwasserbewirtschaftung und deren Auswirkungen auf die Regenwasserbehandlung in urbanen Gewässereinzugsgebieten
- Heft 105/1998**  
Seid, A.H. Modelling the Influence of Shrinkage Cracks on Overland Flow
- Heft 106/1999** (Nachdruck)  
Zanke, U. Zur Physik von strömungsgetriebenem Sediment (Geschiebetrieb)
- Heft 107/1999**  
Obermann, I. Modellierung des Wasserhaushaltes von Deponien vorbehandelter Siedlungsabfälle

|   |   |
|---|---|
| <b>Heft 108/1999</b>                                | Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1998<br>Mischwasserbehandlung - Planung, Prüfung, Vollzug -  |
| <b>Heft 109/2000</b><br>Kämpf, M.                   | Fließprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten - Grundlagen zur hydraulischen Bemessung                                |
| <b>Heft 110/2000</b><br>Lempert, M.                 | Ein GIS gekoppeltes rasterbasiertes Modell zur Berechnung des Wasserhaushaltes kleiner Einzugsgebiete   |
| <b>Heft 111/2000</b>                                | (vergriffen)<br>Darmstädter Wasserbauliche Kolloquium 1999 „Fließ- und Ausbreitungsvorgänge in aquatischen Grenzräumen“                                       |
| <b>Heft 112/2000</b>                                | 100-Jahr-Feier des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft mit Festvortrag von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. J. Plate                                    |
| <b>Heft 113/2000</b><br>Mehler, R.                  | (vergriffen)<br>Mischwasserbehandlung - Verfahren und Modellierung  |
| <b>Heft 114/2000</b><br>Lenk, M.                    | (Nachdruck)<br>Hydraulische Austauschvorgänge zwischen fließender Welle und Interstitial - Felduntersuchungen in einer Pool-Riffle-Sequenz an der oberen Lahn |
| <b>Heft 115/2000</b><br>Saenger, N.                 | (Nachdruck)<br>Identifikation von Austauschprozessen zwischen Fließgewässer und hyporheischer Zone  |
| <b>Heft 116/2000</b><br>Sieker, H.                  | Generelle Planung der Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten   |
| <b>Heft 117/2001</b><br>Hailu, D.                   | Optimal planning and water management of irrigation systems   |
| <b>Heft 118/2001</b><br>Lohr, H.                    | Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme  |
| <b>Heft 119/2001</b><br>Bente, St.                  | Eine Software-gestützte Methodik zur Voreinschätzung der wasserwirtschaftlichen Auswirkungen von Maßnahmen der naturnahen Regenwasserbewirtschaftung          |
| <b>Heft 120/2001</b><br>Zanke, U.                   | Zum Einfluß der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung   |
| <b>Heft 121/2002</b><br>Hirschhäuser, T., Zanke, U. | Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht  |
| <b>Heft 122/2002</b>                                | Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2000<br>Integrierte Gewässerbewirtschaftung in Verwaltung, Wissenschaft und Praxis                                     |
| <b>Heft 123/2002</b><br>Kraus, T.                   | Rauheitsänderung durch Biofilmbewuchs in Druckrohrleitungen   |
| <b>Heft 124/2002</b><br>Luckner, T.                 | Zum Bewegungsbeginn von Sedimenten  |

- Heft 125/2002**  
Holfelder, T. Temperaturbeeinflusste Transportprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten
- Heft 126/2003**  
Mewis, P. Morphodynamisch-numerische Modellierung von Flußkurven
- Heft 127/2003**  
Wetzstein, A. Berechnung von Entlastungsabflüssen an gedrosselten Streichwehren auf der Basis von gemessenen Wasserständen
- Heft 128/2003**  
Hirschhäuser, T. Sedimentologische und biologische Aspekte der morphodynamischen Modellierung von Tidebecken
- Heft 129/2003**  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2003 „Hochwasserschutz“
- Heft 130/2003**  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2001  
Aktuelle Themen aus Hydromechanik, Wasserbau und Hydrologie
- Heft 131/2003**  
Witting, M. Simulation von Küstenlängs- und Küstenquertransport im 2DH-morphodynamischen Modell TIMOR3
- Heft 132/2003**  
Krebs, M. Untersuchung instationärer oszillierender Strömungen in buhnenverbauten Flußabschnitten und ihre Bedeutung für morphodynamische Berechnungen
- Heft 133/2004**  
Kudo, Eiji Sustainable Water Management in an Urbanizing River Basin in Japan, Based on Integrated Modeling Technique
- Heft 134/2005**  
Gebrewubet, Y. Numerical Modeling of Koka Reservoir Sedimentation
- Heft 135/2006**  
Schadrac, I. Nouvelle approche méthodologique pour l'analyse de la sécurité hydrologique des barrages en contexte sahélien soumis à une variabilité climatique
- Heft 136/2006**  
Link, O. Untersuchung der Kolkung an einem schlanken zylindrischen Pfeiler in sandigem Boden
- Heft 137/2006**  
Muschalla, D. Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme
- Heft 138/2006**  
Klawitter, A. Ein Modellkonzept zur integrativen Betrachtung von Urban- und Ruralhydrologie auf Einzugsgebietsebene
- Heft 139/2006**  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium / DWA-Seminar 2005  
„Feststofftransportmodelle“
- Heft 140/2006**  
Wurpts, A. Numerische Simulation von Dichteeffekten am Beispiel der Umlagerung von Baggergut im Ästuarbereich

- Heft 141/2007**  
Seydell, I. Einlagerung von Feinstoffen in eine Flusssohle und Wasseraustausch zwischen Fluss und Interstitial – Naturuntersuchungen an einer Kiesquerbank der Lahn bei Marburg
- Heft 142/2007**  
Döring, M. Römische Häfen, Aquädukte und Zisternen in Campanien: Bestandsaufnahme der antiken Wasserbauten
- Heft 143/2007**  
Winterscheid, A. Szenariotechnik im Hochwasserrisikomanagement
- Heft 144/2008**  
Zanke, U.C.E. On Applicability of Morphodynamic Acceleration in Morphodynamic Simulations
- Heft 145/2009**  
Schröter, K.A. Contribution to the Uncertainty Analysis of Distributed Hydrological Models
- Heft 146/2009**  
Roland, A. Entwicklung von WWM II -Zur Seegangmodellierung auf unregelmäßigen Gitternetzen-
- Heft 147/2009**  
Wiesemann, J.-U. Zum Sedimenttransport auf quergeneigter Sohle
- Heft 148/2009**  
Zhou, X. Morphodynamic Response of Yangtze River Estuary to Sea Level Rise and Human Interferences
- Heft 149/2011**  
Diab, R. ExperimentallInvestigation on Scouring around Piers of different Shape and Alignment in Gravel
- Heft 150/2015**  
Nasner, H. Sedimentation in Brackwasserhäfen  
Pieper, R.  
Torn, P.
- Heft 151/2015**  
Kubetzek, T. Erosion an geotextilbewehrten Deichen bei langeinstauenden Hochwassern und Deichüberströmung



**ISSN-Nr.: 1430-3434**